Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO L1

TERMINAL PARTENZE – STRUTTURE SECONDARIE
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE Raggruppamento Temporaneo di Professionisti	Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola Geologia: dott. Emanuele. Fresia Progettazione idraulica: ing. A. Cacciatori Project Manager: ing. Emanuela Perina CSP: arch. Elisabeth Foroni	Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti Progettazione Specialistica Impianti: ing. M. Bergami ing. D. Togni ing. E. Facchinetti
Direttore tecnico: Ing. Aeronaut. Carlos Berenguer López Responsabile sistemi di trasporto: Ing. Pedro Tena Calderón	Direttore tecnico: arch. E. Valle Progettazione architettonica: arch. Maria Camilla Valle arch. Leonardo Giovannozzi	Direttore tecnico e progettazione strutturale: ing. Gianluca Vallerini Coordinatore progettazione strutture: ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Discip	Tipo	Num	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	L1	01	STR	RE	04	B	--	A	FEBBRAIO 2025	Emissione
								B	MAGGIO 2025	Recepimento indicazioni Ente di Verifica
								C		
								D		
NOME FILE	AI015P-E-L1-01-STR-RE-04-B							REDAZIONE		Ing. M. Piovesan

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**

INTERVENTO FACENTE PARTE DEL Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Ferdinando Saracco	IL POST HOLDER DI AREA: OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco

Approvazione **ENAC**:

INDICE

1. PREMESSA 5
2. CORPI SCALA VS1 6
2.1. Analisi dei carichi 6
2.2. Modello di calcolo 7
2.3. Verifica rampa scale 8
2.4. Verifica pianerottoli 10
2.5. Nucleo pareti in C.A. 11
3. CORPI SCALA VS2 12
3.1. Analisi dei carichi 12
3.2. Modello di calcolo 13
3.3. Verifica rampa scale 14
3.4. Verifica pianerottoli 16
3.5. Nucleo pareti in C.A. 17
4. LOCALE TECNICO COPERTURA 18
4.1. Descrizione struttura 18
4.2. Analisi dei carichi 19
4.3. Risultati modellazione 20
4.4. Verifica elementi 22
5. PASSERELLA DI COLLEGAMENTO 23
5.1. Descrizione struttura 23
5.2. Analisi dei carichi 24
5.3. Risultati modellazione 25
5.4. Verifica elementi 27
6. SALA FUMATORI ESTERNA 28
6.1. Descrizione struttura 28
6.2. Analisi dei carichi 29
6.3. Risultati modellazione 31
6.4. Verifica elementi 33
7. LUCERNARIO COPERTURA 34
7.1. Descrizione struttura 34
7.2. Analisi dei carichi 35
7.3. Risultati modellazione 35
7.4. Verifica elementi 37
8. CORPI HALL INGRESSO 38
8.1. Descrizione struttura 38
8.2. Analisi dei carichi 39
8.3. Risultati modellazione 40
8.4. Verifica elementi 42
9. BARACCATO 43
9.1. Baraccato esterno Est - Ovest 43
9.1.1. Traversi 43
9.1.2. Montanti verticali 44
9.2. Baraccato interno Est - Ovest 45
9.2.1. Traversi 45
9.2.2. Montanti verticali 45
9.3. Baraccato interno Nord-Sud 46
9.3.1. Traversi 46

9.3.2. Montanti verticali ... 46
9.4. Rinforzo vetrate lato Nord ... 47
9.4.1. Montanti verticali ... 47
10. BUSSOLE D'INGRESSO ... 48
10.1. Descrizione struttura ... 48
10.2. Ipotesi di calcolo ... 49
10.2.1. Analisi dei carichi ... 49
10.2.2. Limiti di deformazione per le travi in acciaio ... 49
10.3. Verifica della struttura in acciaio ... 50
10.3.1. Modello FEM ... 50
10.3.2. Ratio di utilizzo degli elementi ... 50
10.4. Verifica della platea di fondazione ... 51
10.5. Verifica delle connessioni ... 54
10.5.1. Piastra di base ... 54
11. TRALICCIO IMPIANTI ... 59
11.1. Descrizione struttura ... 59
11.2. Analisi dei carichi ... 60
11.3. Risultati modellazione ... 61
11.4. Verifica elementi ... 62
12. STRUTTURE SOSTEGNO UTA IN COPERTURA ... 63
12.1. Descrizione struttura ... 63
12.2. Analisi dei carichi ... 63
12.3. Verifica elementi ... 63
13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI ... 64
13.1. Sforzo normale su colonna passerella ... 64
13.2. Sforzo normale su colonna locale tecnico ... 66

1. PREMESSA

Il seguente documento rappresenta la relazione di calcolo strutturale delle sovrastrutture e delle fondazioni relative alla fase esecutiva di progettazione presso l'aeroporto internazionale di Lamezia Terme (Intervento **L1** "Sviluppo aerostazione passeggeri", intervento **L2** "Interventi per la security e la digitalizzazione dell'aerostazione passeggeri" e intervento **L6** "Potenziamento reti sottoservizi e impianti tecnologici").

Le strutture oggetto di questo documento sono quelle indicate nell'ambito 1 della keymap riportata in seguito:

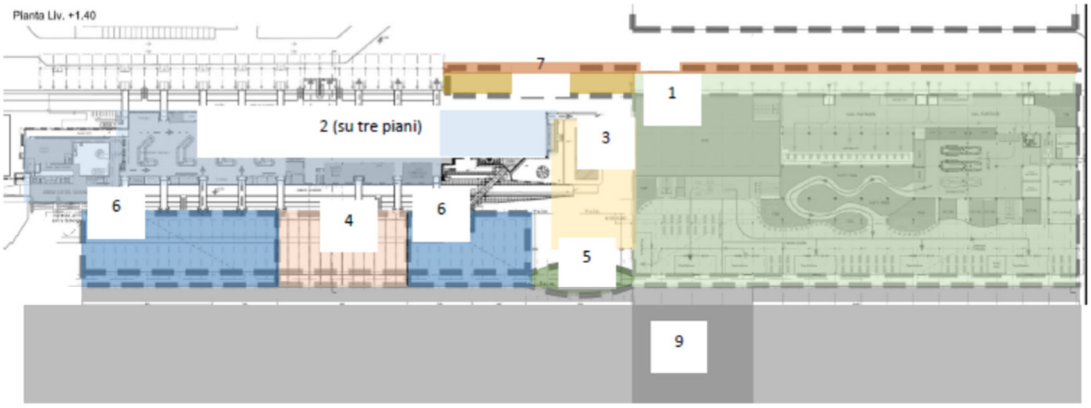


Figura 1 - Mappa ambiti WBS

Ambito 1:	TERMINAL PARTENZE
Ambito 2:	TERMINAL ARRIVI
Ambito 3	POLO TECNOLOGICO
Ambito 4	AVANCORPO
Ambito 5	EDIFICIO CONTROLLO PISTA
Ambito 6	PENSILINA AIRSIDE
Ambito 7	PENSILINA LANDSIDE
Ambito 8	SISTEMAZIONI ESTERNE LANDSIDE
Ambito 9	SISTEMAZIONI ESTERNE AIRSIDE

Tale relazione farà riferimento in particolare alle strutture perimetrali dell'edificio denominato Terminal Partenze, come verrà meglio illustrato nel seguito.

2. CORPI SCALA VS1

Nell'impalcato esaminato sono presenti diversi vani scala che rappresentano strutturalmente dei corpi separati rispetto al telaio di impalcato, il quale poggia semplicemente tramite una mensola sulle pareti dei vani.

Tale tipo di connessione è tale da consentire il passaggio dei carichi verticali pur rimanendo sismicamente isolato (movimenti orizzontali consentiti).

2.1. Analisi dei carichi

Per quanto riguarda il solaio in appoggio tale carico viene inserito come carico lineare distribuito considerando la larghezza di influenza maggiore nel fabbricato pari a 3m.

Si considera agente a favore di sicurezza un carico pari al pacchetto relativi all'impalcato scelto è quello definito per il corpo C (con i carichi maggiori) che viene riportato anche in seguito:

SOPPALCO (ZONA SPOGLIATOI)		
	Descrizione	**Carico [kN/m^2]**
G1	Solaio alveolare sp. 36 cm	4.30
	Cappa collaborante sp. 8 cm	2.00
	Totale G1	**6.30**
G2	Pacchetto di finitura	2.00
	Elementi divisori	0.80
	Controsoffitto e carichi appesi	0.60
	Totale G2	**3.40**
Q	Aree con posti a sedere fissi (cat. C2)	4.00
	Prevalente Q	**4.00**

Il carico lineare di appoggio risulterà avere quindi le caratteristiche seguenti:

G1 = 6.30 kN/mq * 3m = 18.90 kN/m

G2 = 3.40 kN/mq * 3m = 10.20 kN/m

Qk = 4.00 kN/mq * 3m = 12.00 kN/m

Per la copertura in calcestruzzo del vano scala si considerano i seguenti carichi:

COPERTURA VANO SCALA		
	Descrizione	**Carico [kN/m^2]**
G1	Soletta in calcestruzzo (sp.20cm)	5.00
	Totale G1	**5.00**
G2	Pacchetto copertura	1.50
	Totale G2	**1.50**
Q	Neve	0.55
	Prevalente Q	**0.55**

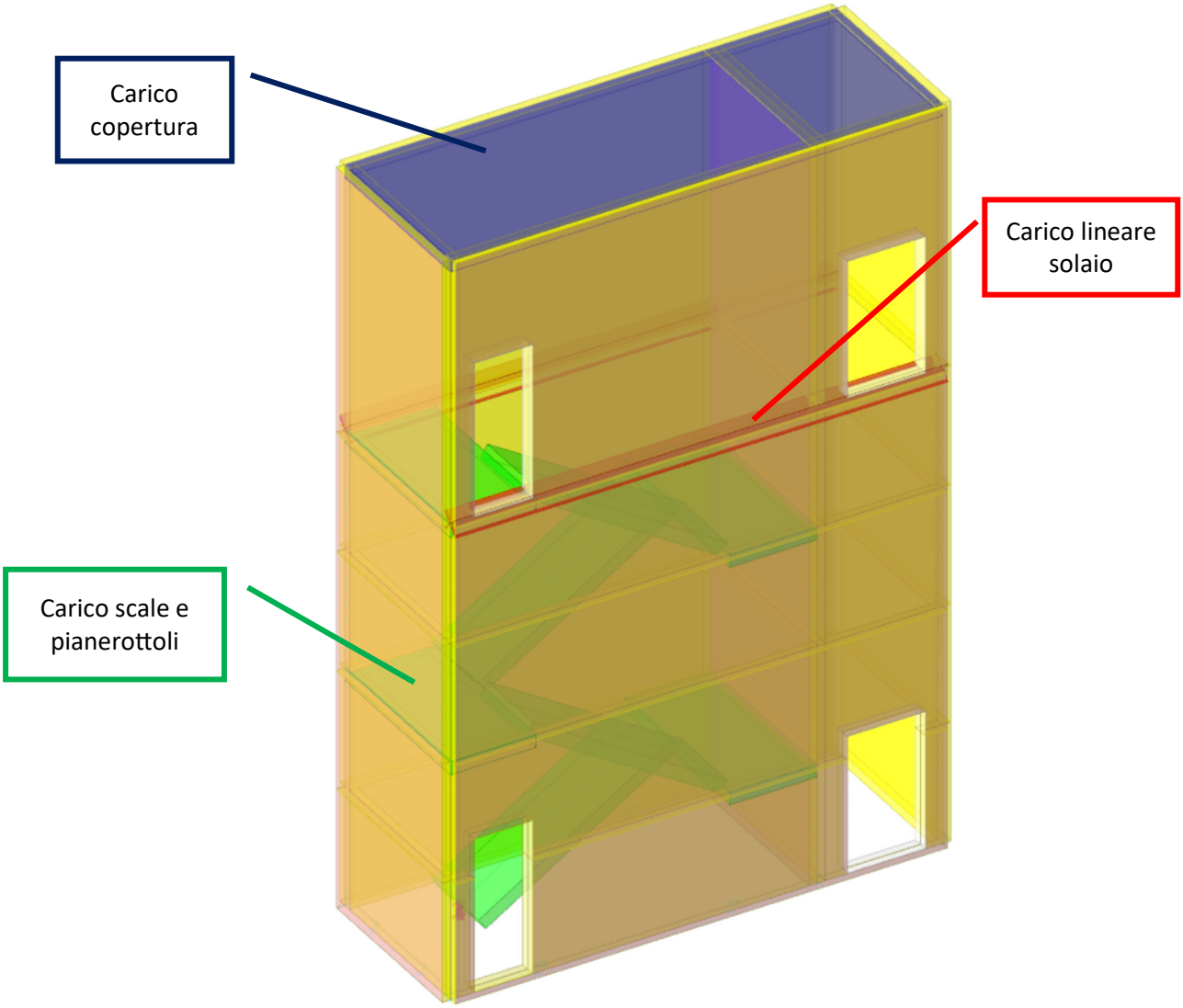
Per le rampe ed i pianerottoli delle scale si considerano i seguenti carichi:

RAMPE E PIANEROTTOLI		
	Descrizione	**Carico [kN/m^2]**
G1	Soletta in calcestruzzo (sp.20cm)	5.00
	Totale G1	**5.00**
G2	Pacchetto di finitura	1.50
	Totale G2	**1.50**
Q	Accidentale scale e ballatoi	4.00
	Prevalente Q	**4.00**

2.2. Modello di calcolo

Viene creato un modello ad elementi finiti che comprende le pareti in calcestruzzo dei vani scala, le rampe ed i pianerottoli. Vengono inseriti i carichi, così come definiti al capitolo precedente.

Si riportano in seguito alcune viste del modello di calcolo creato:



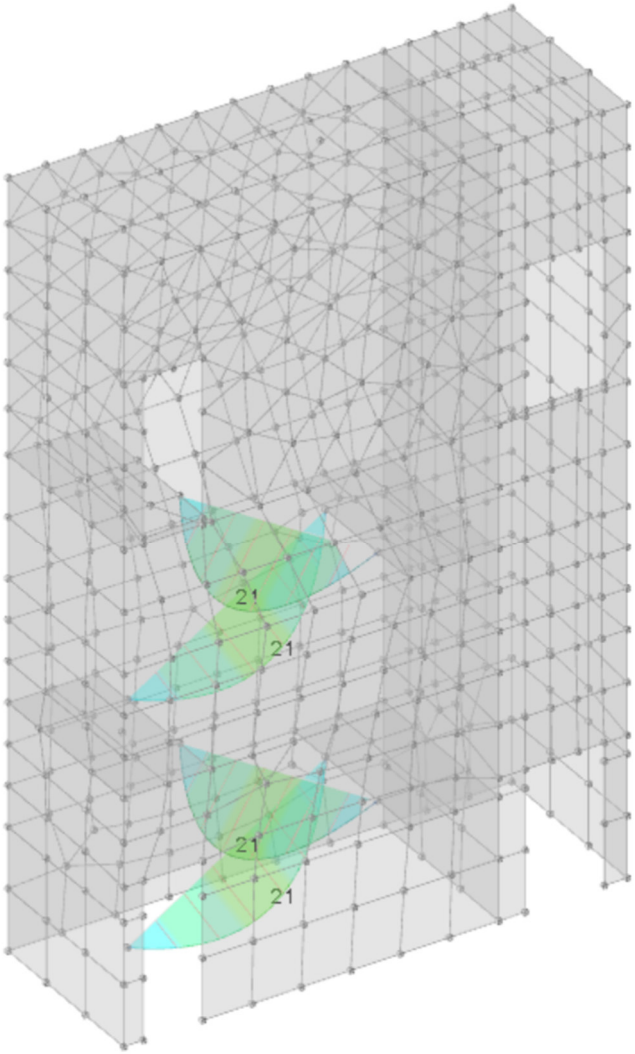
Vista 3D modello FEM

2.3. Verifica rampa scale

SI verificano in seguito le rampe scala.

Nella vista di seguito si possono vedere gli inviluppi di sollecitazioni nelle rampe modellate come elementi beam in appoggio tra un pianerottolo ed il successivo.

La sollecitazione massima di flessione su tali elementi si può osservare dai risultati del modello di calcolo:



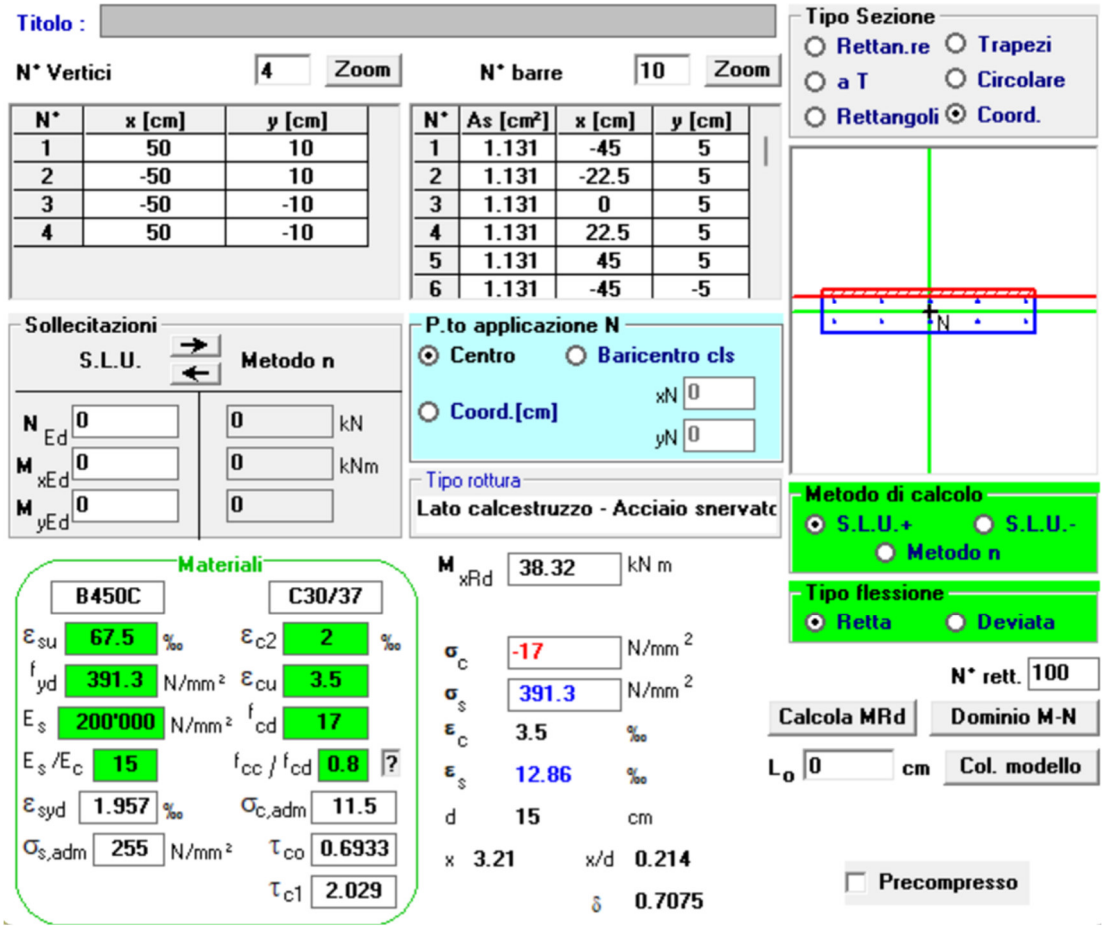
Momento massimo su beam rampe scala (valore di inviluppo SLU+SLV)

Il valore massimo di flessione sulla soletta rampante della scala risulta essere pari a:

MASSIMO FLESSIONE $M_{Ed} = 21kNm$

La rampa della scala viene realizzata con una soletta in c.a. di spessore 20cm e larghezza 120cm che si ipotizza armata a flessione con barre Ø10 poste ad interasse 20cm (6 barre Ø12 su 120cm di soletta).

Si calcola il momento resistente della sezione utilizzando il software VcaSLU:



Il momento resistente di tale sezione risulta quindi essere pari a:

$$MRd = 38.32\ kNm > Med = 21\ kNm$$ OK

La sezione risulta pertanto verificata.

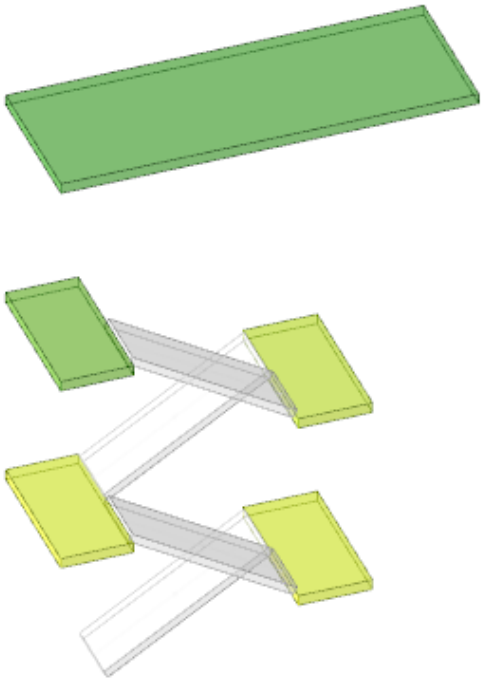
2.4. Verifica pianerottoli

I pianerottoli di sbarco delle scale sono costituiti da solette piene in c.a. di spessore 20cm che risultano essere incastrate alle pareti laterali su 3 lati.

Superiormente alle pareti del vano scala viene realizzata una soletta di copertura dallo spessore di 20cm

Per tali elementi si considerando un'armatura diffusa sia inferiore che superiore costituita da barre Ø12 poste a passo 20cm in entrambe le direzioni.

Si riportano le ratio di verifica su tali elementi ottenute attraverso il software Sismicad (valori superiori a 1 indicano una verifica soddisfatta):



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

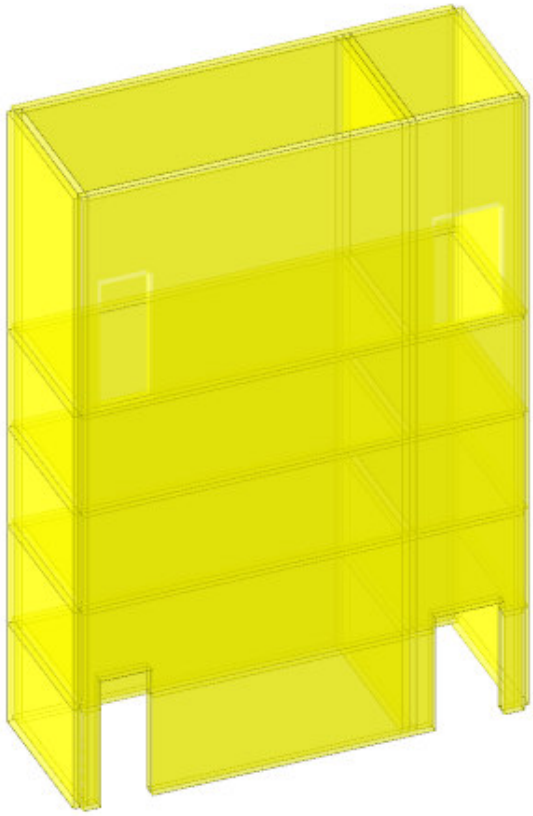
Ratio di verifica solette in c.a.

2.5. Nucleo pareti in C.A.

Viene infine svolta la verifica del nucleo composto dalle pareti perimetrali del vano scale le quali saranno interessate dai carichi verticali trasmessi dalle scale e dall'appoggio del solaio alveolare dell'impalcato circostante e dai carichi orizzontali dovuti all'azione sismica.

Le pareti del vano scala sono realizzate con elementi di spessore 25cm e considerando un'armatura diffusa (interna ed esterna) costituita da Ø12/20cm verticali e Ø8/20cm in orizzontale.

Si riportano le ratio di verifica su tali elementi ottenute attraverso il software Sismicad (valori superiori a 1 indicano una verifica soddisfatta):



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

Ratio di verifica pareti in c.a.

3. CORPI SCALA VS2

Nell'impalcato esaminato sono presenti diversi vani scala che rappresentano strutturalmente dei corpi separati rispetto al telaio di impalcato, il quale poggia semplicemente tramite una mensola sulle pareti dei vani.

Tale tipo di connessione è tale da consentire il passaggio dei carichi verticali pur rimanendo sismicamente isolato (movimenti orizzontali consentiti).

3.1. Analisi dei carichi

Per la copertura in calcestruzzo del vano scala si considerano i seguenti carichi:

COPERTURA VANO SCALA		
	Descrizione	**Carico [kN/m^2]**
G1	Soletta in calcestruzzo (sp.20cm)	5.00
	Totale G1	**5.00**
G2	Pacchetto copertura	1.50
	Totale G2	**1.50**
Q	Neve	0.55
	Prevalente Q	**0.55**

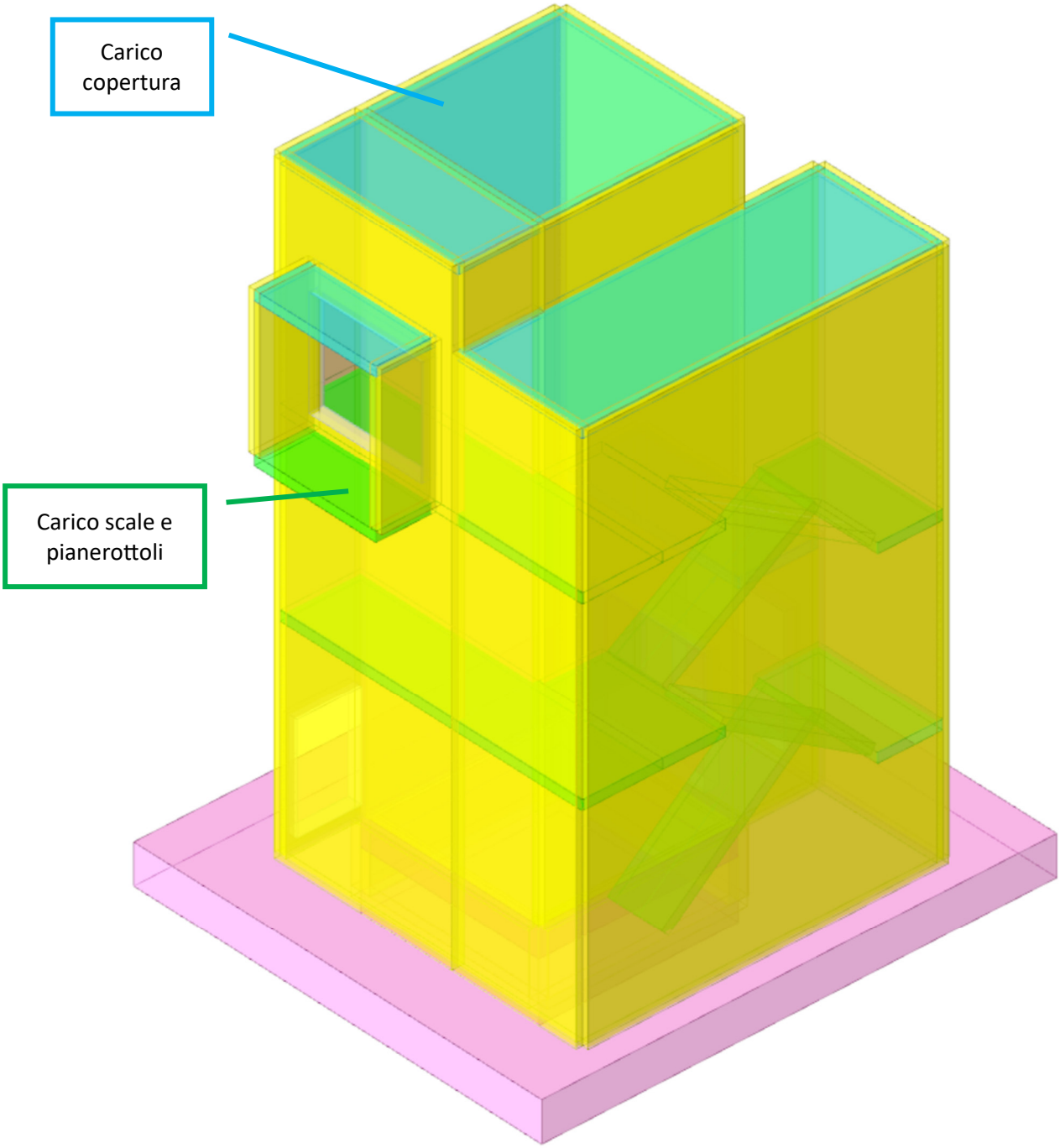
Per le rampe ed i pianerottoli delle scale si considerano i seguenti carichi:

RAMPE E PIANEROTTOLI		
	Descrizione	**Carico [kN/m^2]**
G1	Soletta in calcestruzzo (sp.20cm)	5.00
	Totale G1	**5.00**
G2	Pacchetto di finitura	1.50
	Totale G2	**1.50**
Q	Accidentale scale e ballatoi	4.00
	Prevalente Q	**4.00**

3.2. Modello di calcolo

Viene creato un modello ad elementi finiti che comprende le pareti in calcestruzzo dei vani scala, le rampe ed i pianerottoli. Vengono inseriti i carichi, così come definiti al capitolo precedente.

Si riportano in seguito alcune viste del modello di calcolo creato:



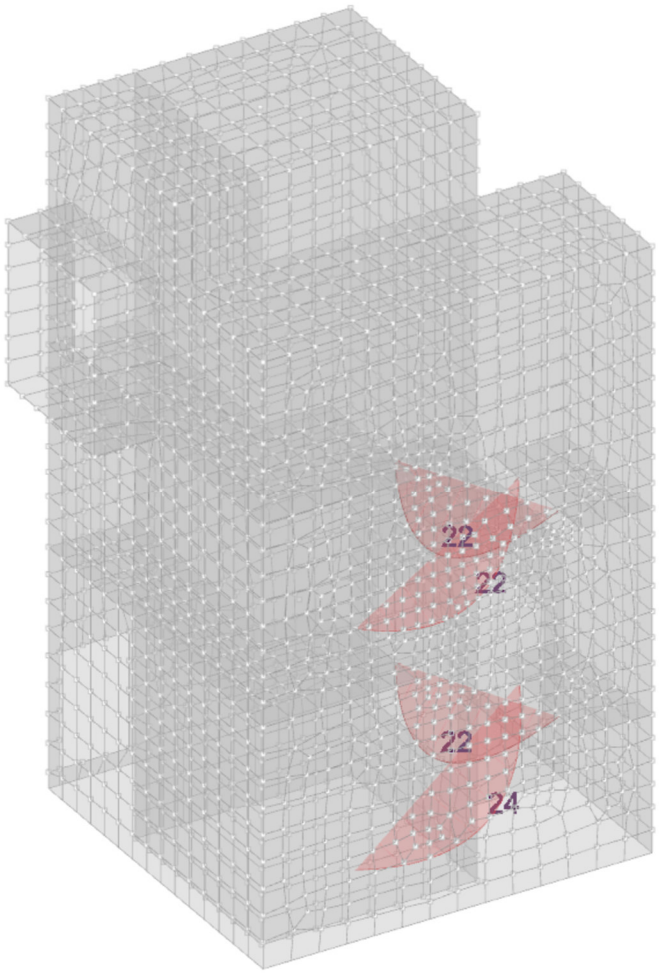
Vista 3D modello FEM

3.3. Verifica rampa scale

SI verificano in seguito le rampe scala.

Nella vista di seguito si possono vedere gli inviluppi di sollecitazioni nelle rampe modellate come elementi beam in appoggio tra un pianerottolo ed il successivo.

La sollecitazione massima di flessione su tali elementi si può osservare dai risultati del modello di calcolo:



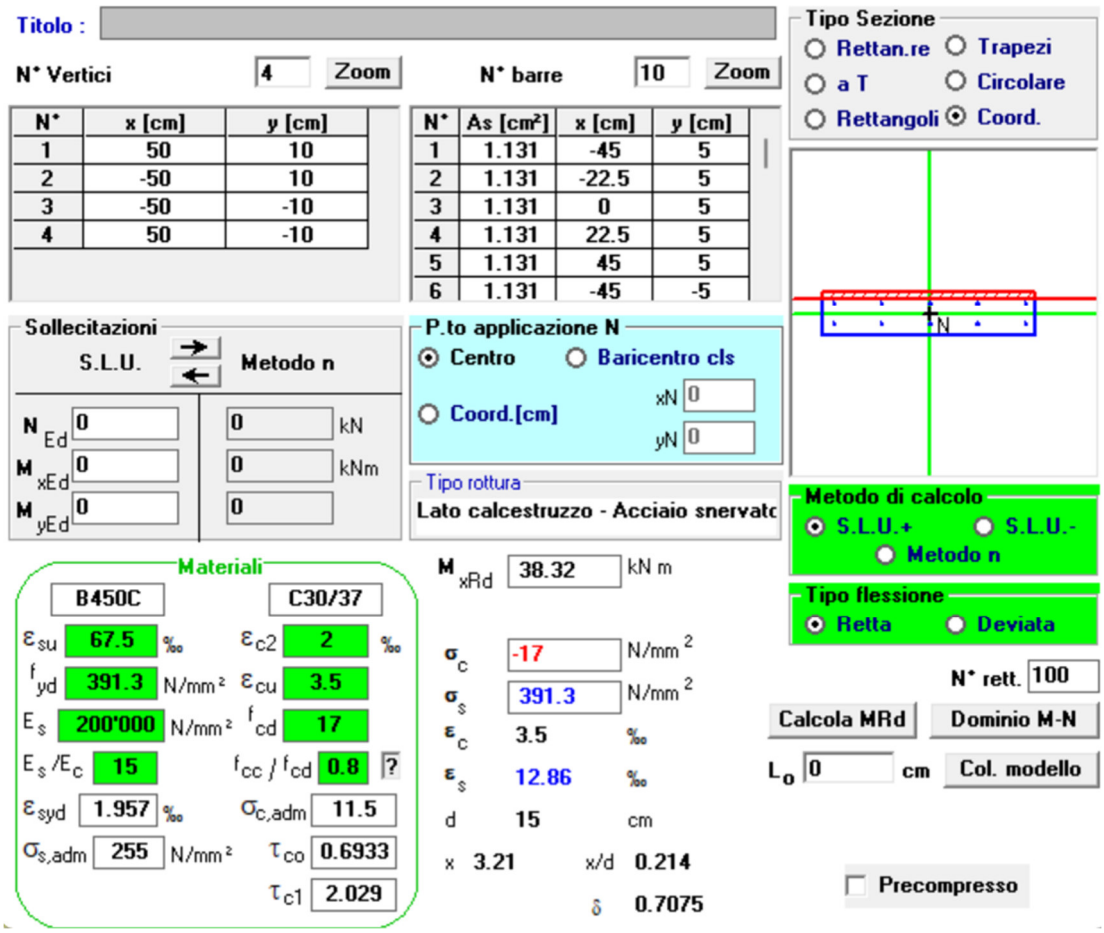
Momento massimo su beam rampe scala (valore di inviluppo SLU+SLV)

Il valore massimo di flessione sulla soletta rampante della scala risulta essere pari a:

MASSIMO FLESSIONE $M_{Ed} = 24kNm$

La rampa della scala viene realizzata con una soletta in c.a. di spessore 20cm e larghezza 120cm che si ipotizza armata a flessione con barre Ø10 poste ad interasse 20cm (6 barre Ø12 su 120cm di soletta).

Si calcola il momento resistente della sezione utilizzando il software VcaSLU:



Il momento resistente di tale sezione risulta quindi essere pari a:

$$MRd = 38.32\ kNm > Med = 24\ kNm$$ **OK**

La sezione risulta pertanto verificata.

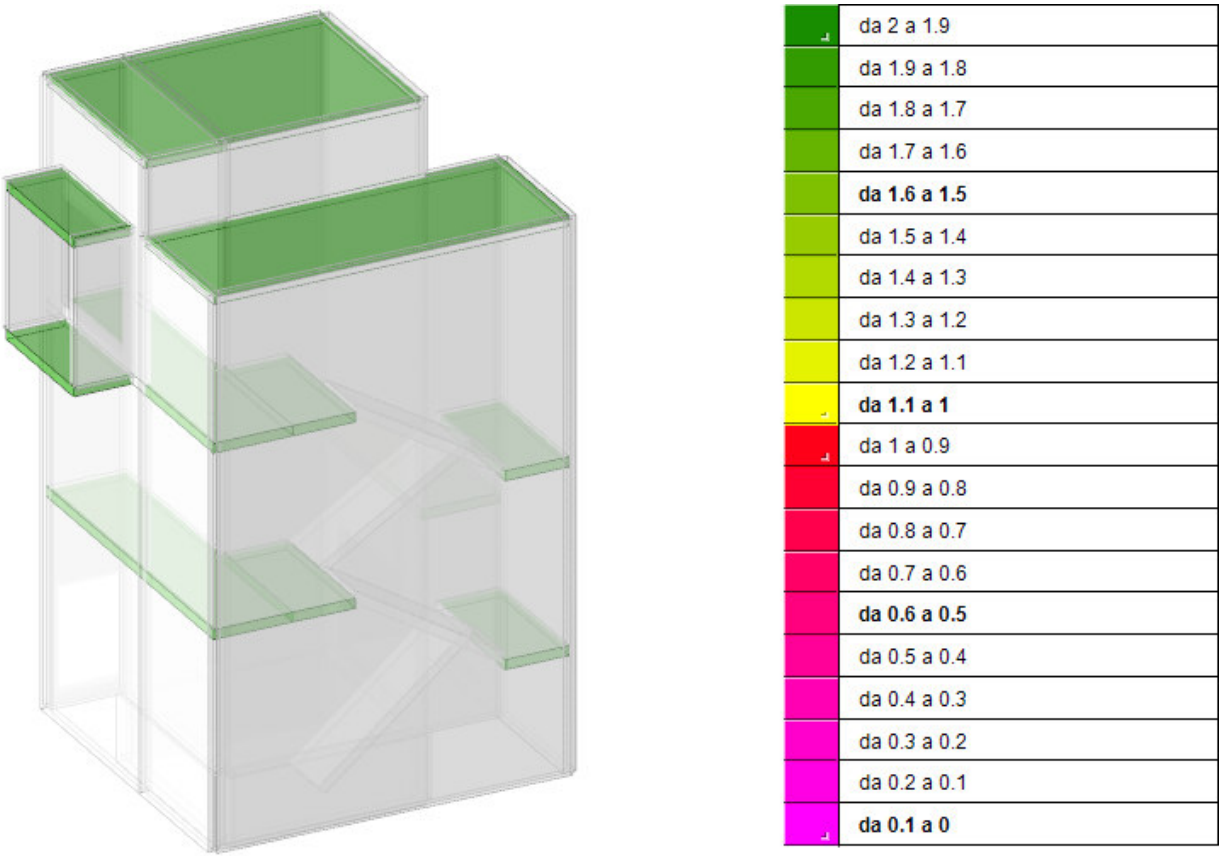
3.4. Verifica pianerottoli

I pianerottoli di sbarco delle scale sono costituiti da solette piene in c.a. di spessore 20cm.

Superiormente alle pareti del vano scala viene realizzata una soletta di copertura dallo spessore di 20cm

Per tali elementi si considerando un'armatura diffusa sia inferiore che superiore costituita da barre Ø12 poste a passo 20cm in entrambe le direzioni.

Si riportano le ratio di verifica su tali elementi ottenute attraverso il software Sismicad (valori superiori a 1 indicano una verifica soddisfatta):



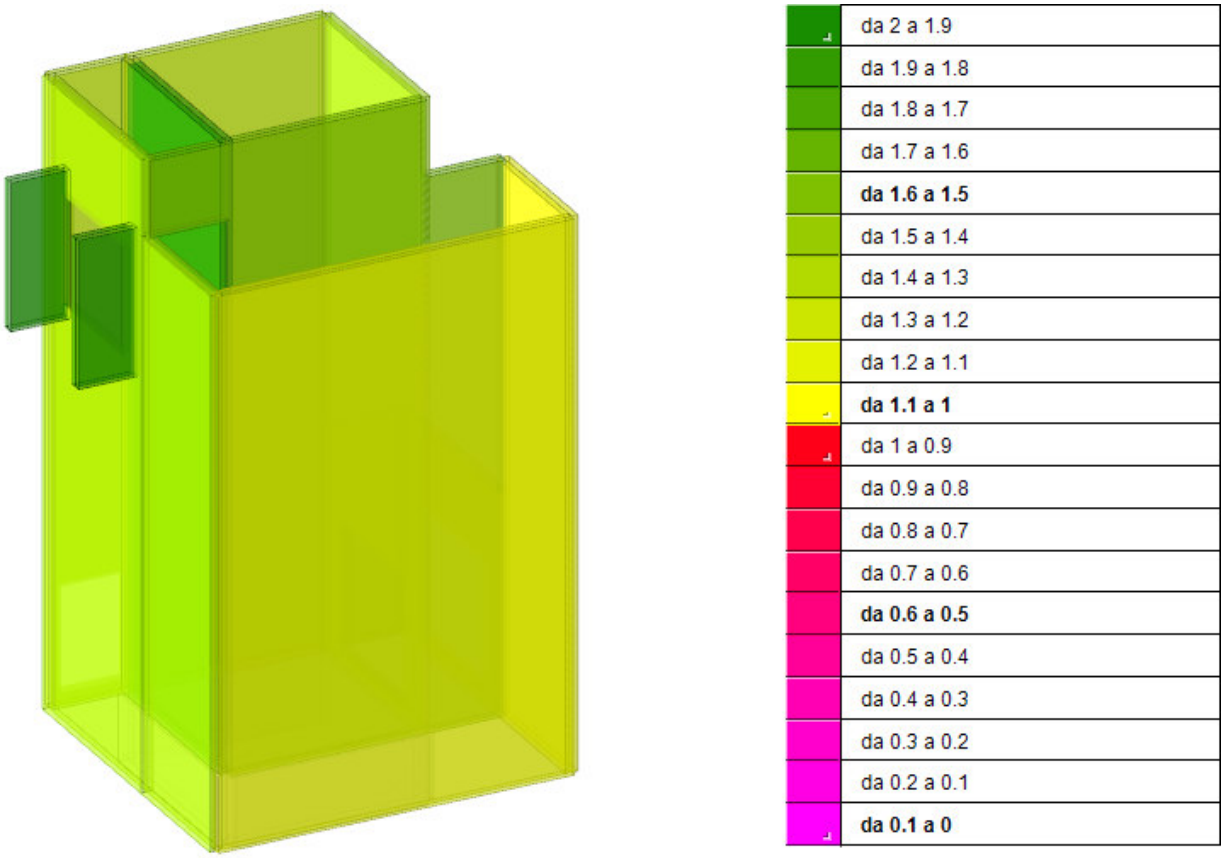
Ratio di verifica solette in c.a.

3.5. Nucleo pareti in C.A.

Viene infine svolta la verifica del nucleo composto dalle pareti perimetrali del vano scale le quali saranno interessate dai carichi verticali trasmessi dalle scale e dall'appoggio del solaio alveolare dell'impalcato circostante e dai carichi orizzontali dovuti all'azione sismica.

Le pareti del vano scala sono realizzate con elementi di spessore 25cm e considerando un'armatura diffusa (interna ed esterna) costituita da Ø12/20cm verticali e Ø8/20cm in orizzontale.

Si riportano le ratio di verifica su tali elementi ottenute attraverso il software Sismicad (valori superiori a 1 indicano una verifica soddisfatta):



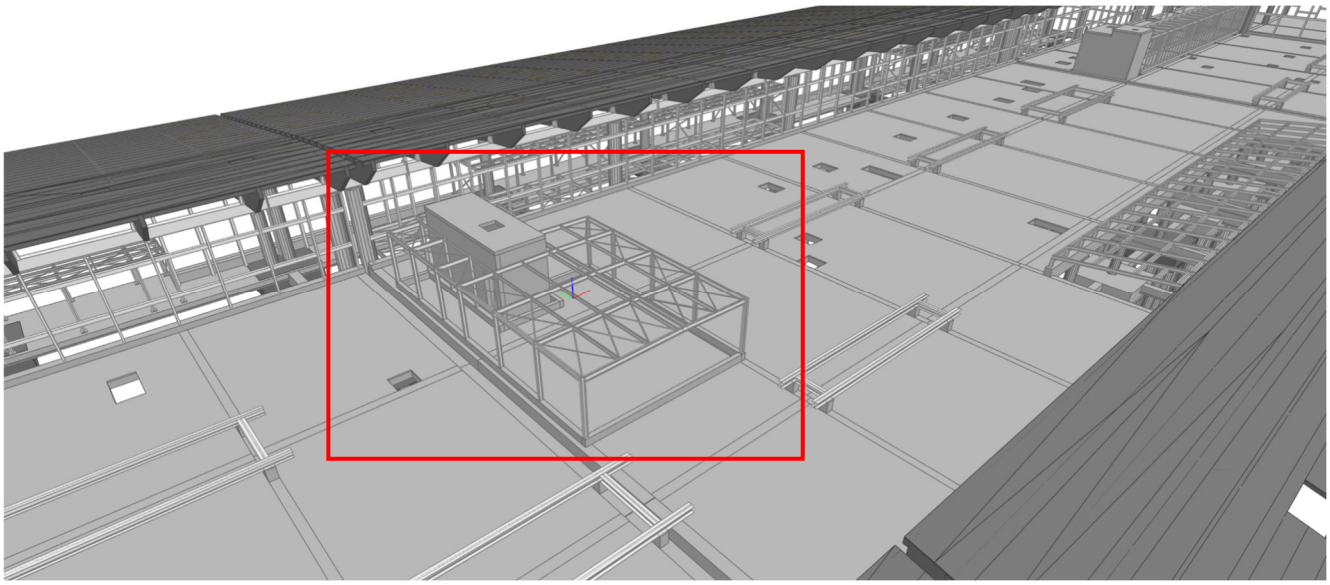
Ratio di verifica pareti in c.a.

4. LOCALE TECNICO COPERTURA

4.1. Descrizione struttura

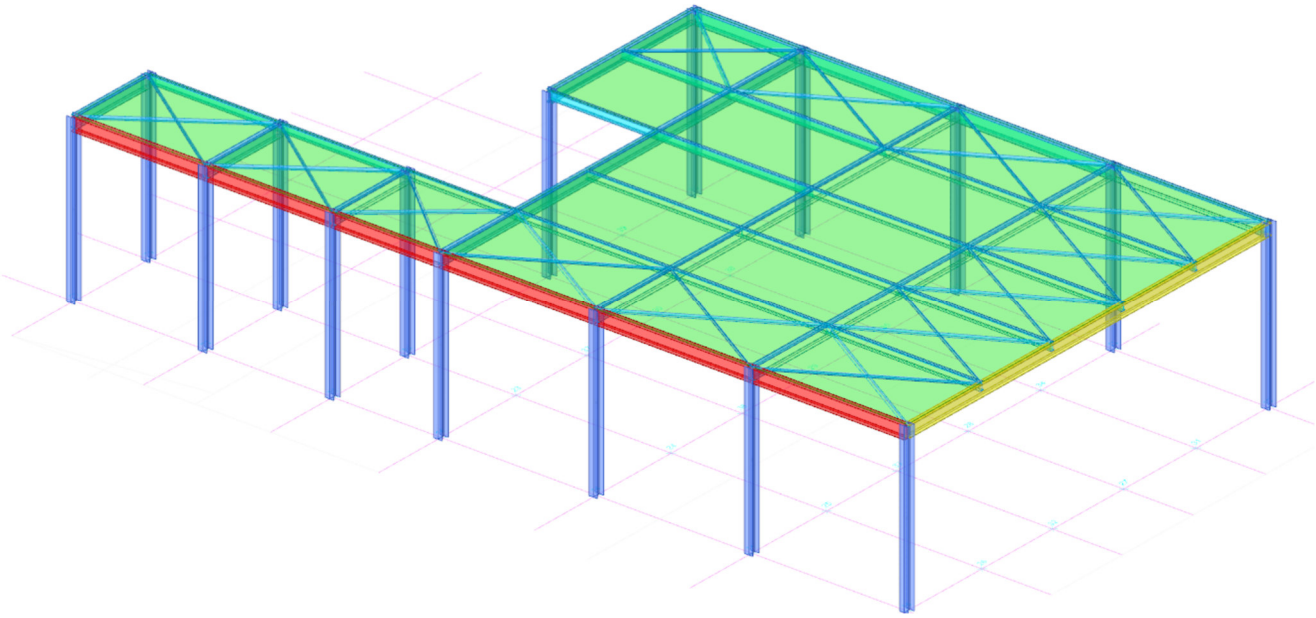
Si riporta la verifica della struttura in carpenteria del locale tecnico situato sulla copertura del terminal partenze.

La struttura di compone di un telaio in acciaio che monta direttamente sul solaio del terminal attraverso dei cordoli in c.a. La struttura risulta essere indipendente rispetto ai vani scala ed alla struttura in c.a. del terminal.



Locale tecnico terminal partenze (estratto IFC)

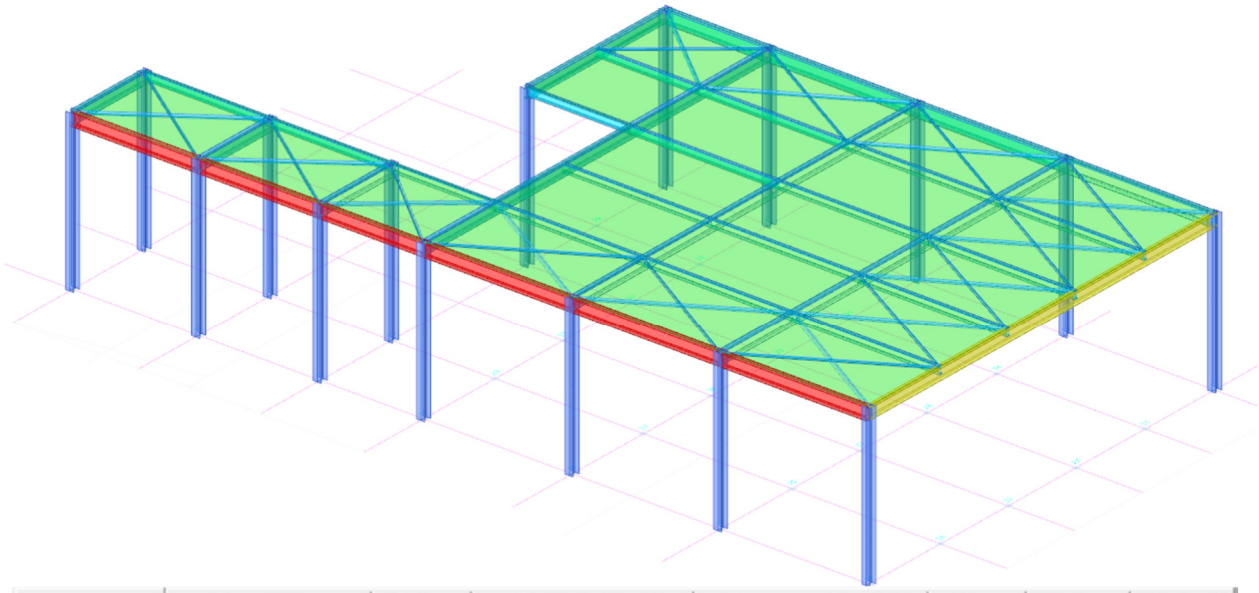
Di seguito si riporta rappresentazione del modello FEM realizzato con il software Sismicad:



Bussole d'ingresso terminal partenze (modello FEM)

4.2. Analisi dei carichi

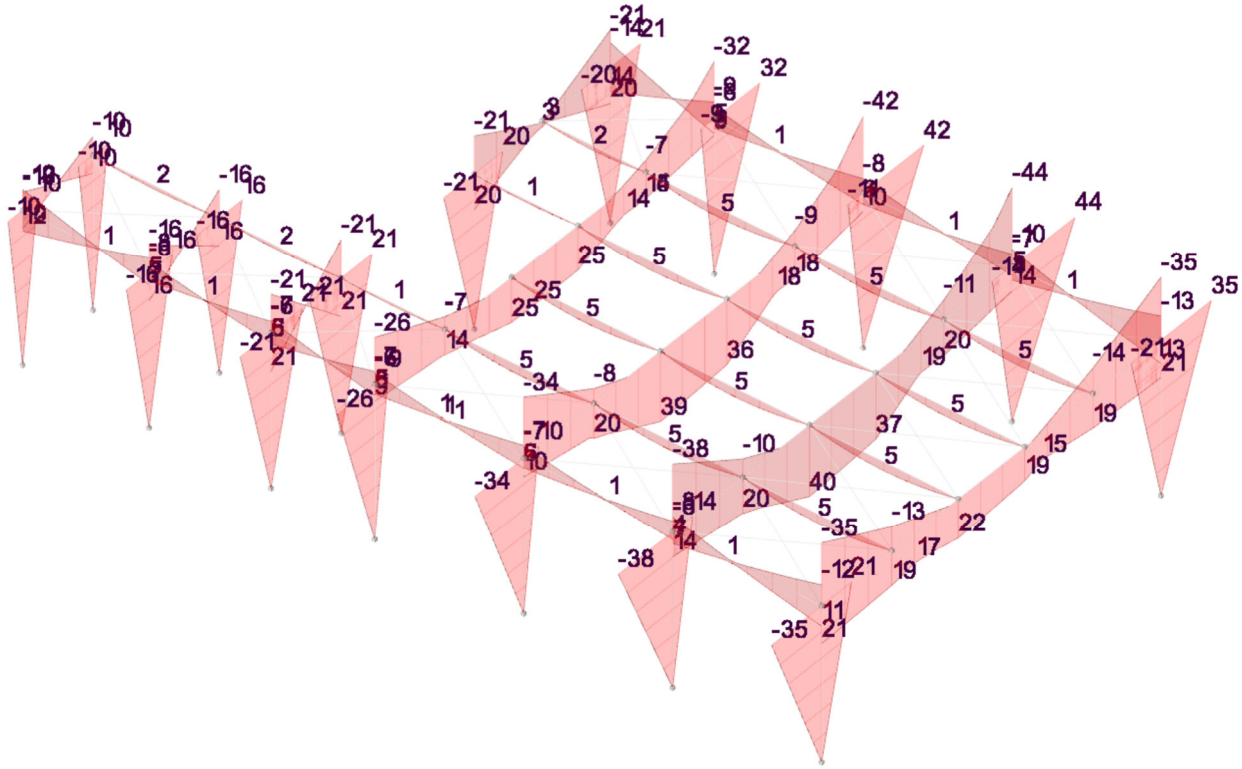
Di seguito si riportano i carichi inseriti a modello.



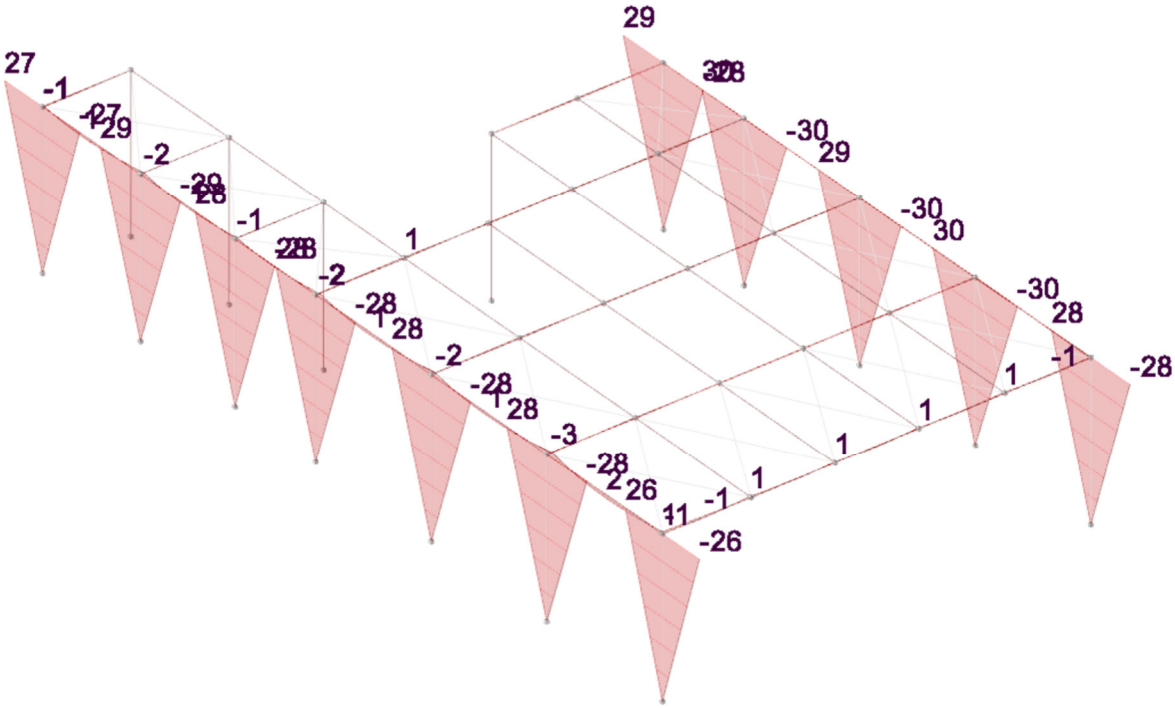
	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Neve	Vento +X	Vento +Y
1	1						
Valore			0.2	0.3	0.55	0.3	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale

	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Neve	Vento +X	Vento +Y
1	Vento +X						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	2	0
Fx/F1 finale			0	0	0	2	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale			0	0	0	0	0
Fz/F3 finale			0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale			0	0	0	0	0
Mx/M1 finale			0	0	0	0	0
My/M2 iniziale			0	0	0	0	0
My/M2 finale			0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale			0	0	0	0	0
Mz/M3 finale			0	0	0	0	0
2	Vento +Y						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	2
Fy/F2 finale			0	0	0	0	2
Fz/F3 iniziale			0	0	0	0	0
Fz/F3 finale			0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale			0	0	0	0	0
Mx/M1 finale			0	0	0	0	0
My/M2 iniziale			0	0	0	0	0
My/M2 finale			0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale			0	0	0	0	0
Mz/M3 finale			0	0	0	0	0

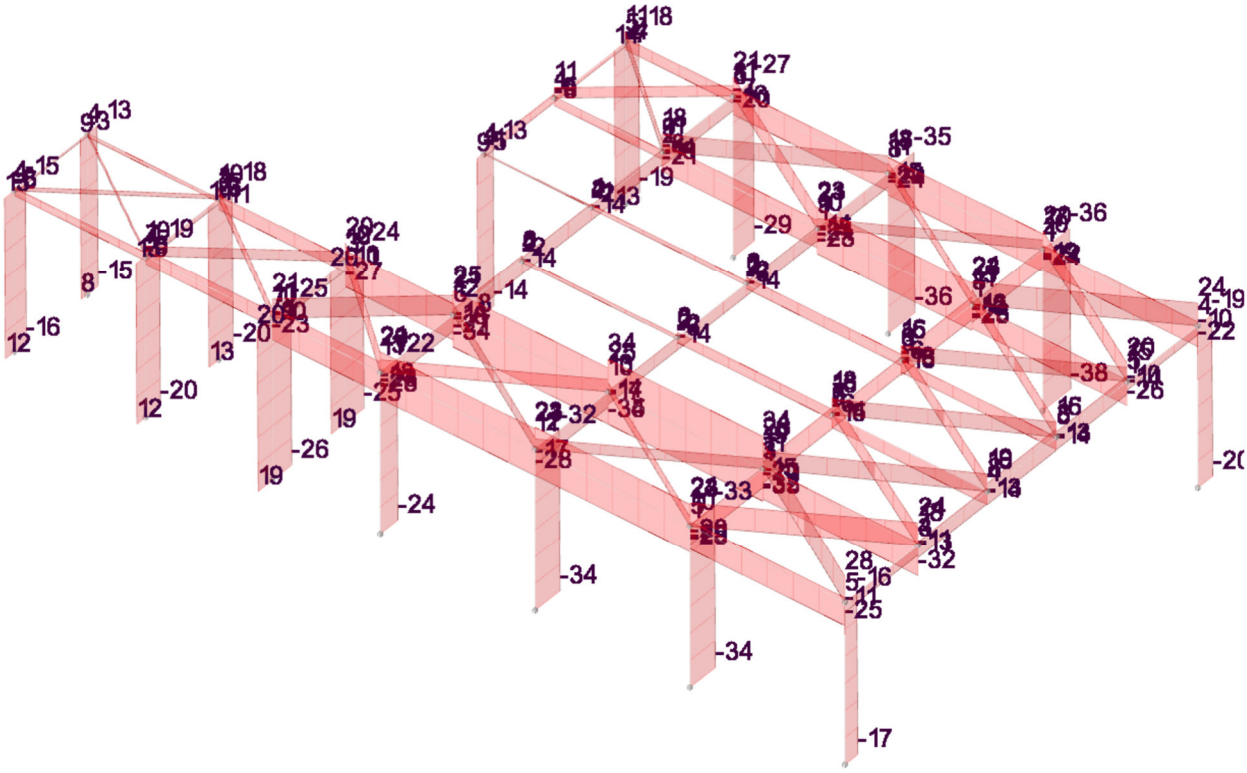
4.3. Risultati modellazione



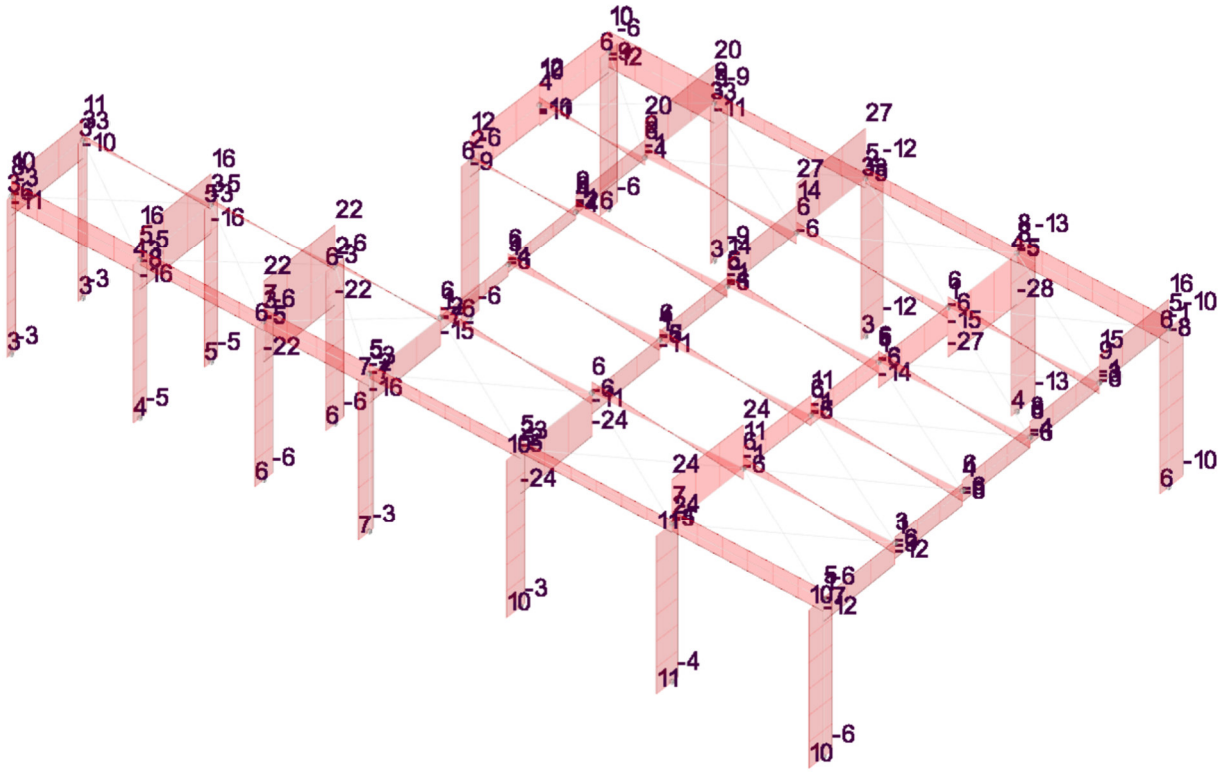
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



Inviluppo SLU/SLV momento flettente



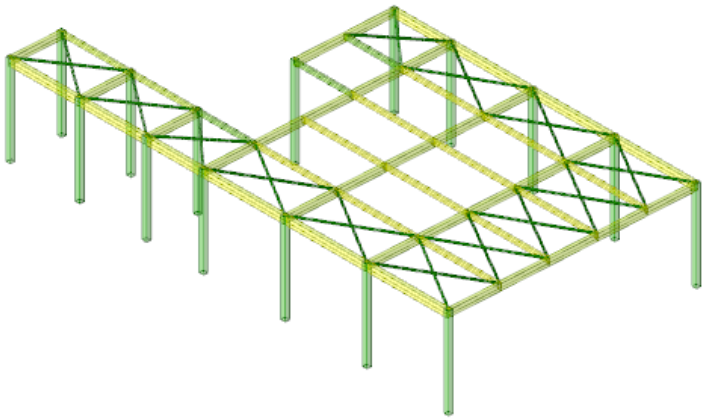
Inviluppo SLU/SLV Sforzo assiale



Inviluppo SLU/SLV Taglio

4.4. Verifica elementi

Si riportano le ratio di verifica degli elementi in carpenteria e della platea di fondazione. (valori di verifica superiori a 1 indicano verifiche soddisfatte). Le ratio di verifica fanno riferimento sia a verifiche di resistenza che di deformabilità.



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

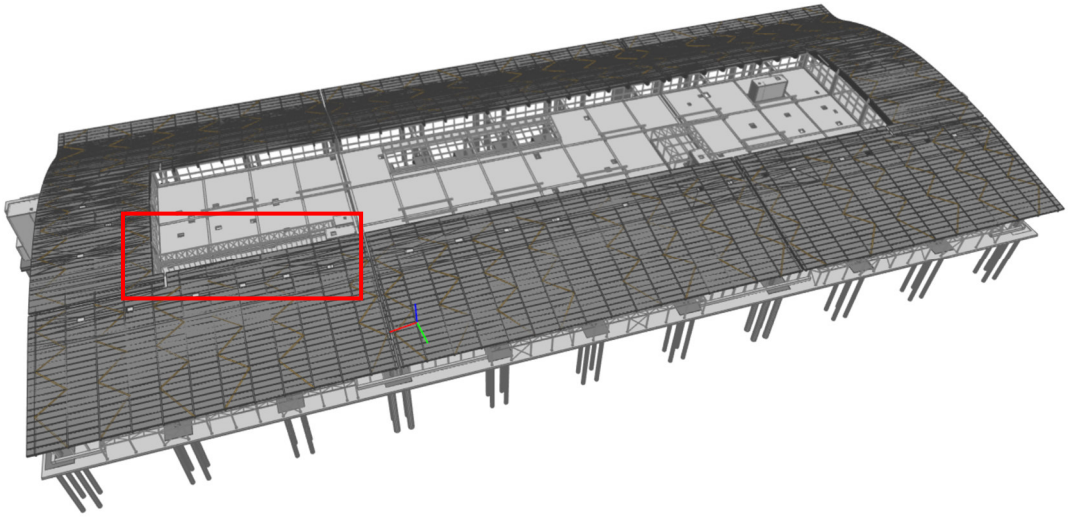
Inviluppo SLU/SLV – ratio di utilizzo verifiche

5. PASSERELLA DI COLLEGAMENTO

5.1. Descrizione struttura

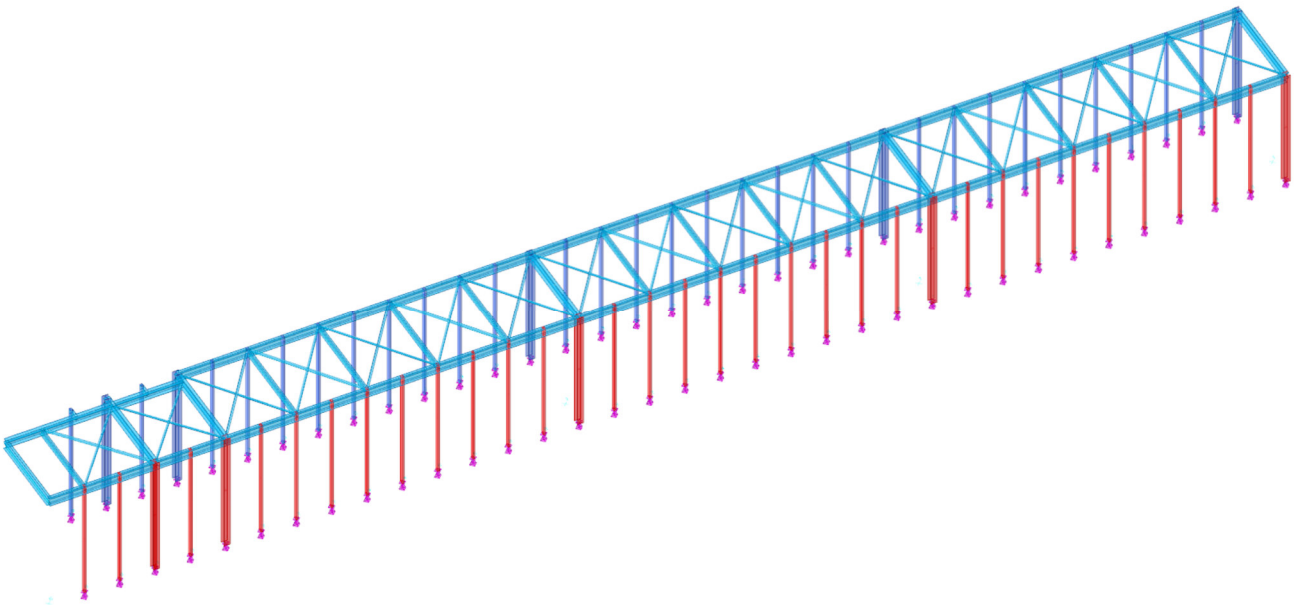
Si riporta la verifica della struttura in acciaio “passerella di collegamento” presente nella copertura del terminal partenze di nuova realizzazione.

La struttura è composta da una serie di telai in carpenteria metallica che fungono da supporto per la struttura vetrata che compone il lucernario.



Lucernario copertura terminal partenze (estratto IFC)

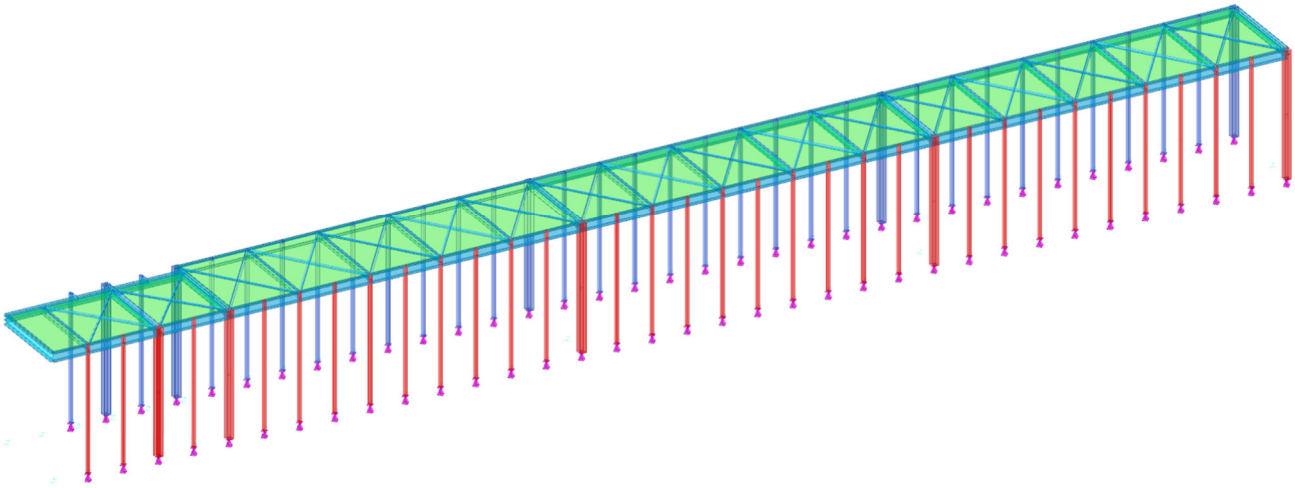
Di seguito si riporta rappresentazione del modello FEM realizzato con il software Sismicad:



Lucernario copertura terminal partenze (modello FEM)

5.2. Analisi dei carichi

La Copertura del lucernario viene modellata come carico superficiale al quale sono assegnati i valori indicati in seguito:



	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Neve	Vento
1	1					
Valore			0.15	0.2	0.55	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale

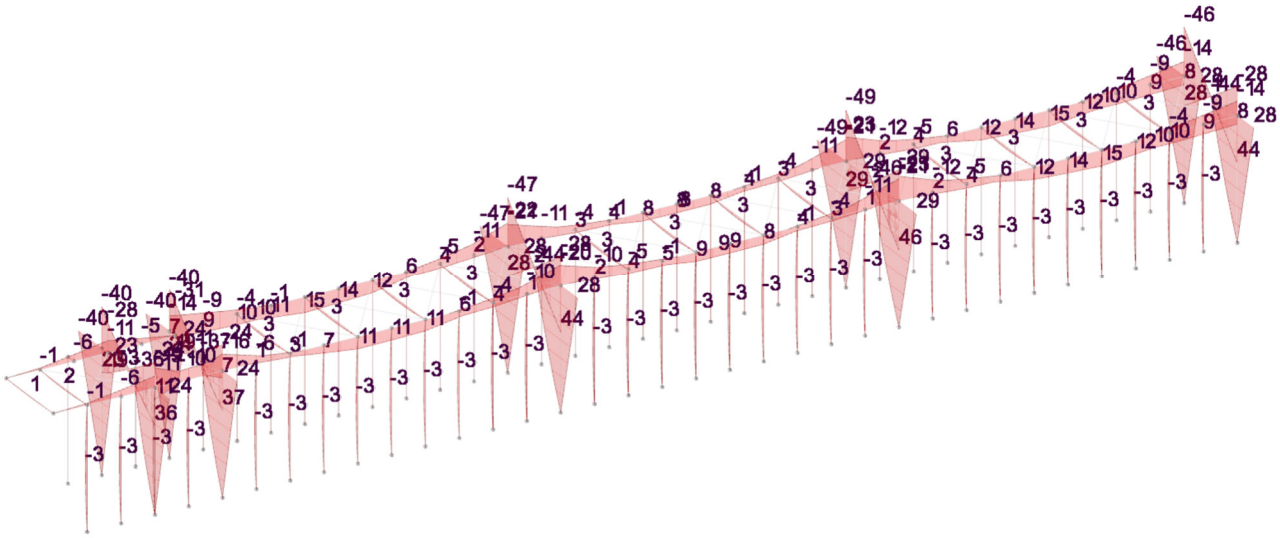
Carico superficiale (valori in kN/m²)

Tali valori costituiscono inoltre massa sismica per il calcolo delle azioni SLV e SLO.

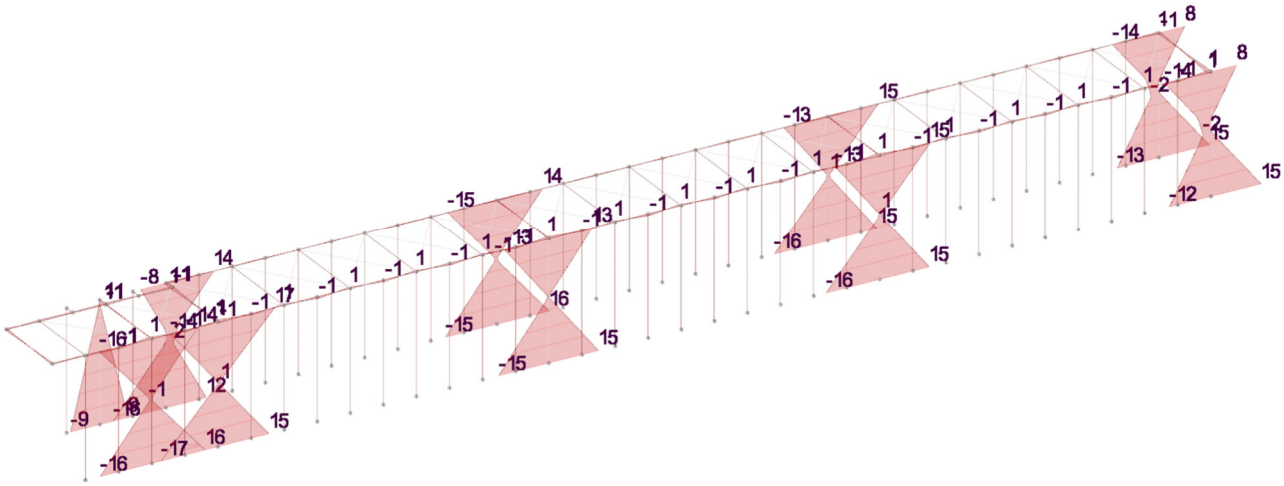
	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Neve	Vento
1	Vento +Y					
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	1.2
Fy/F2 finale			0	0	0	1.2
Fz/F3 iniziale			0	0	0	0
Fz/F3 finale			0	0	0	0
Mx/M1 iniziale			0	0	0	0
Mx/M1 finale			0	0	0	0
My/M2 iniziale			0	0	0	0
My/M2 finale			0	0	0	0
Mz/M3 iniziale			0	0	0	0
Mz/M3 finale			0	0	0	0

Carico lineare colonne (valori in kN/m²)

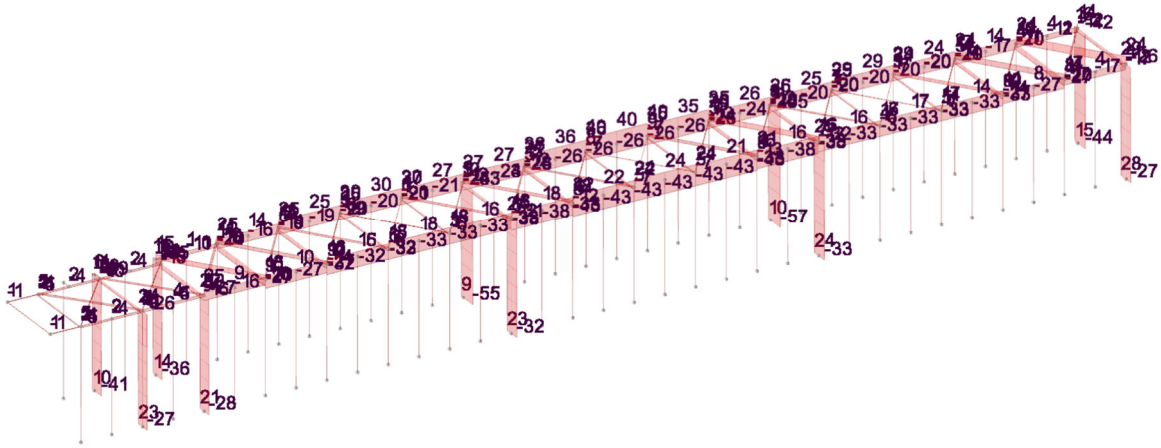
5.3. Risultati modellazione



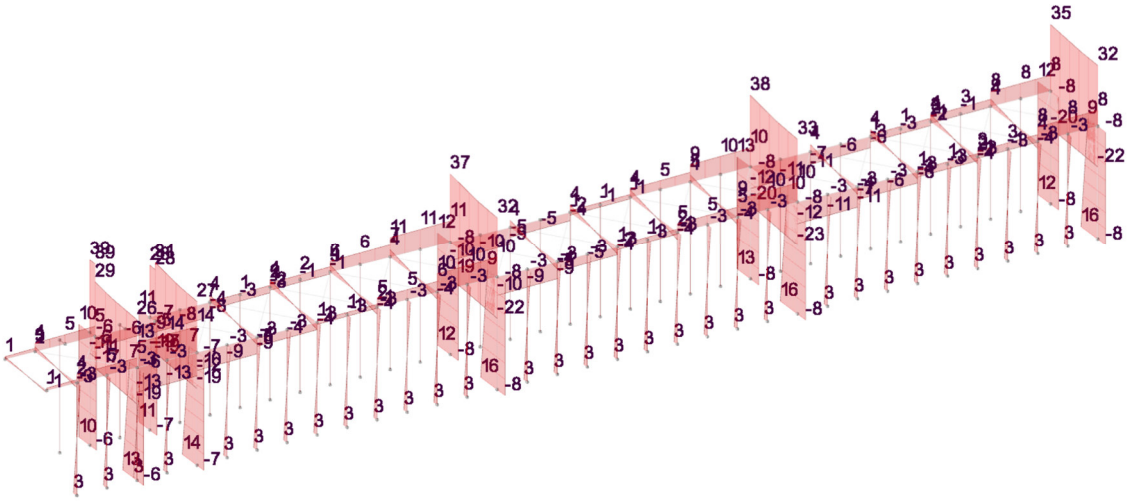
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



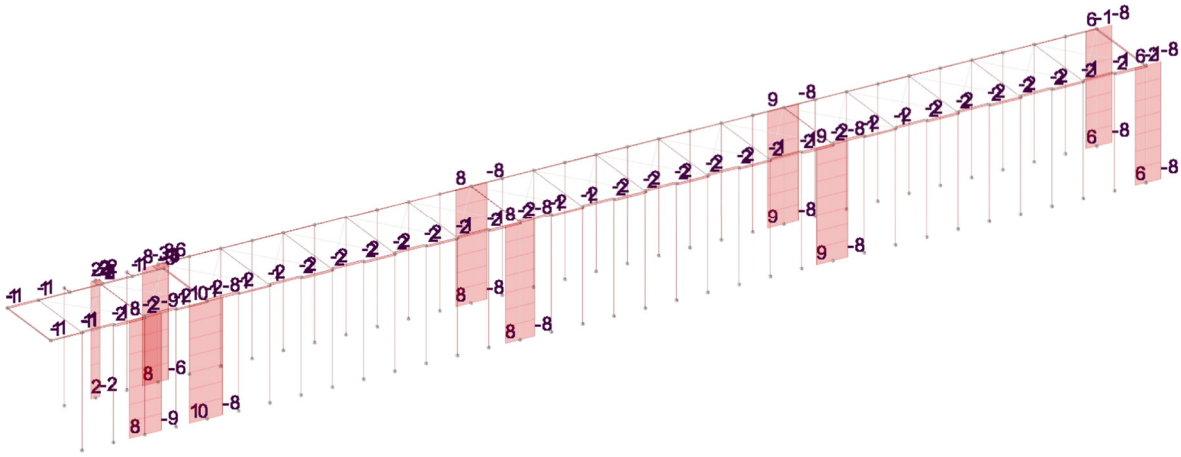
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



Inviluppo SLU/SLV Sforzo assiale



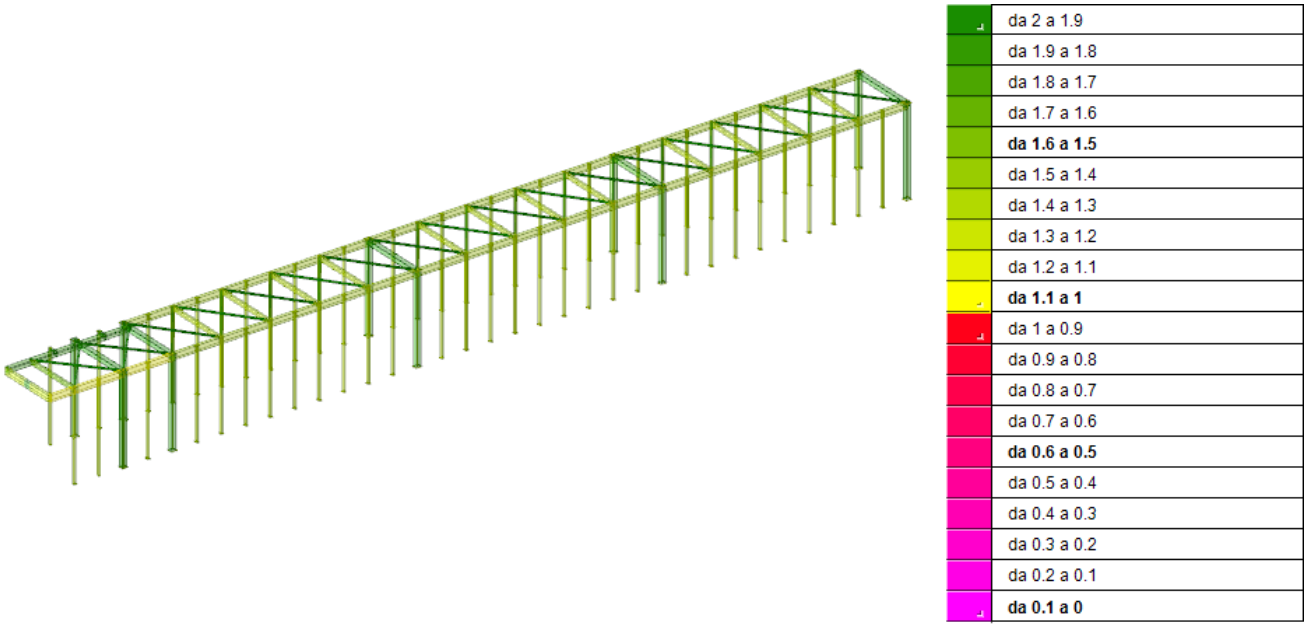
Inviluppo SLU/SLV Taglio



Inviluppo SLU/SLV Taglio

5.4. Verifica elementi

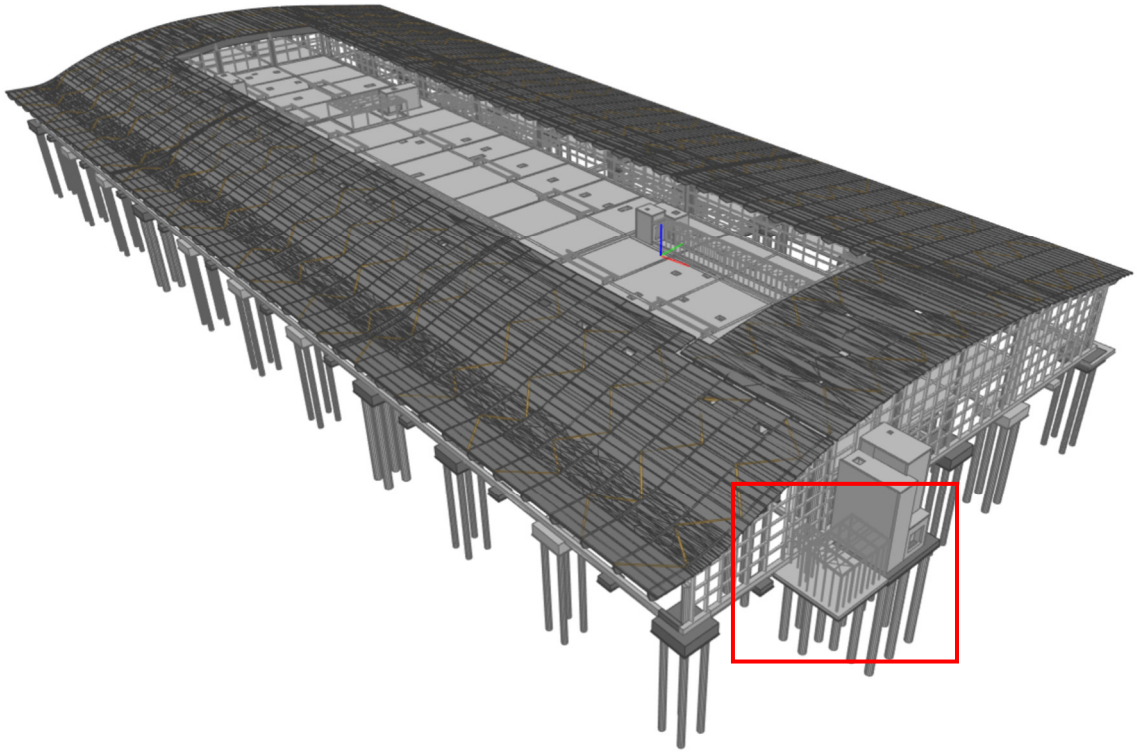
Si riportano le ratio di verifica degli elementi in carpenteria. (valori di verifica superiori a 1 indicano verifiche soddisfatte). Le ratio di verifica fanno riferimento sia a verifiche di resistenza che di deformabilità.



6. SALA FUMATORI ESTERNA

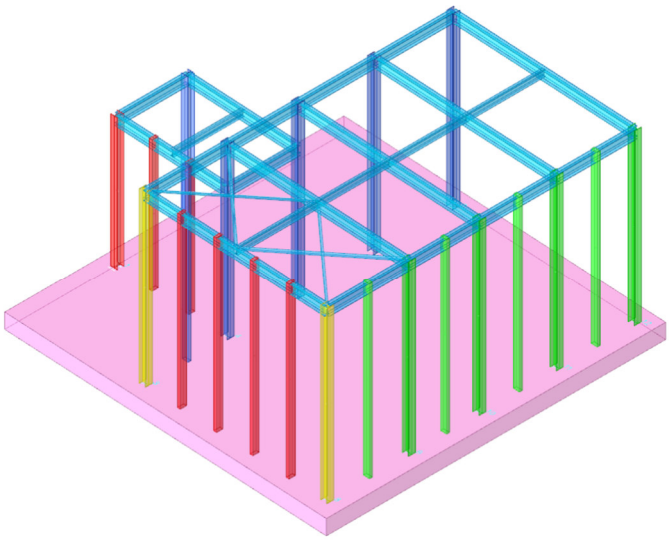
6.1. Descrizione struttura

Si riporta la verifica della struttura in carpenteria del locale SALA FUMATORI ESTERNA situata a lato del nuovo terminal partenze. La struttura di compone di un telaio in acciaio realizzato al di sopra di una platea di fondazione superficiale di spessore 40cm.



Locale tecnico terminal partenze (estratto IFC)

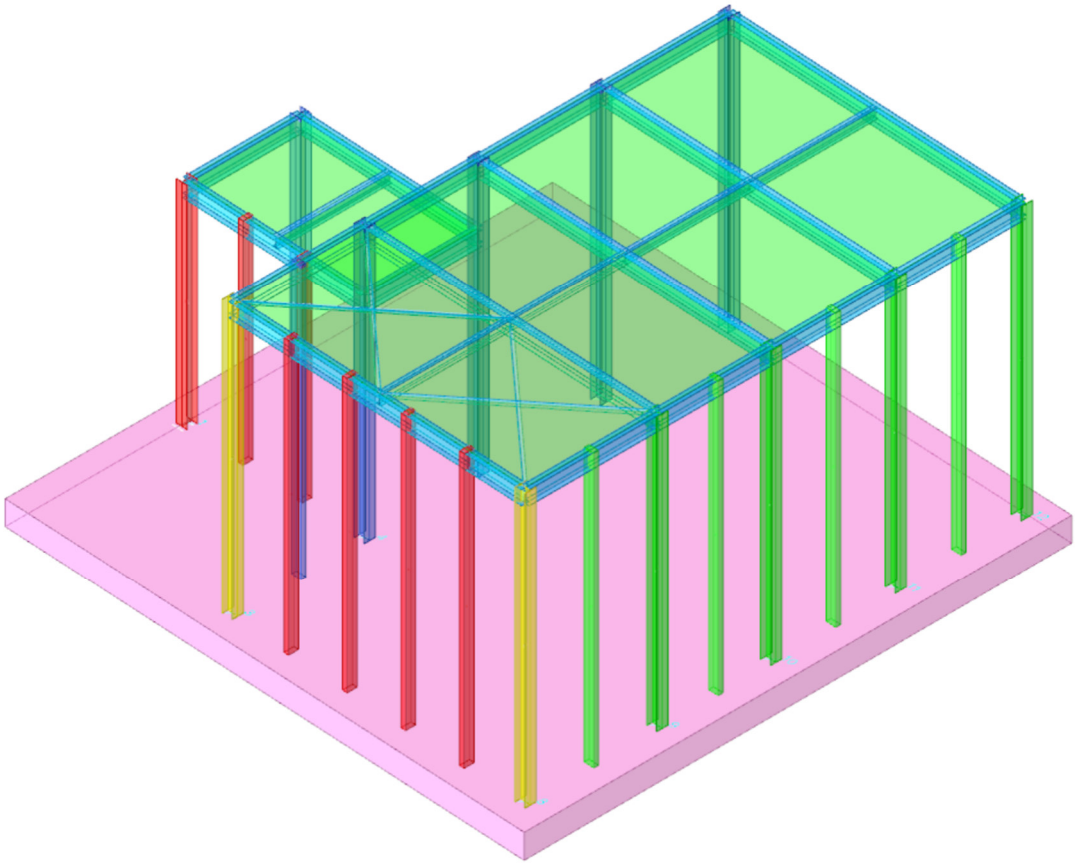
Di seguito si riporta rappresentazione del modello FEM realizzato con il software Sismicad:



Bussole d'ingresso terminal partenze (modello FEM)

6.2. Analisi dei carichi

Di seguito si riportano i carichi inseriti a modello.

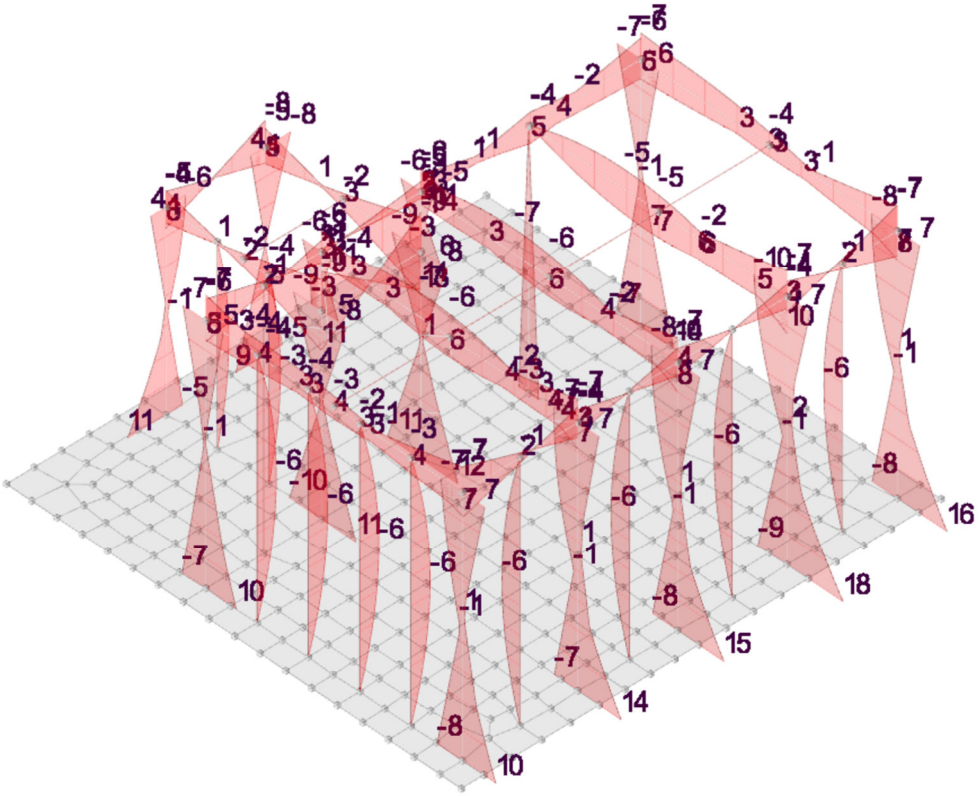


	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Neve	Vento +X	Vento +Y
1	1						
Valore			0.15	0.2	0.55	-1.5	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale

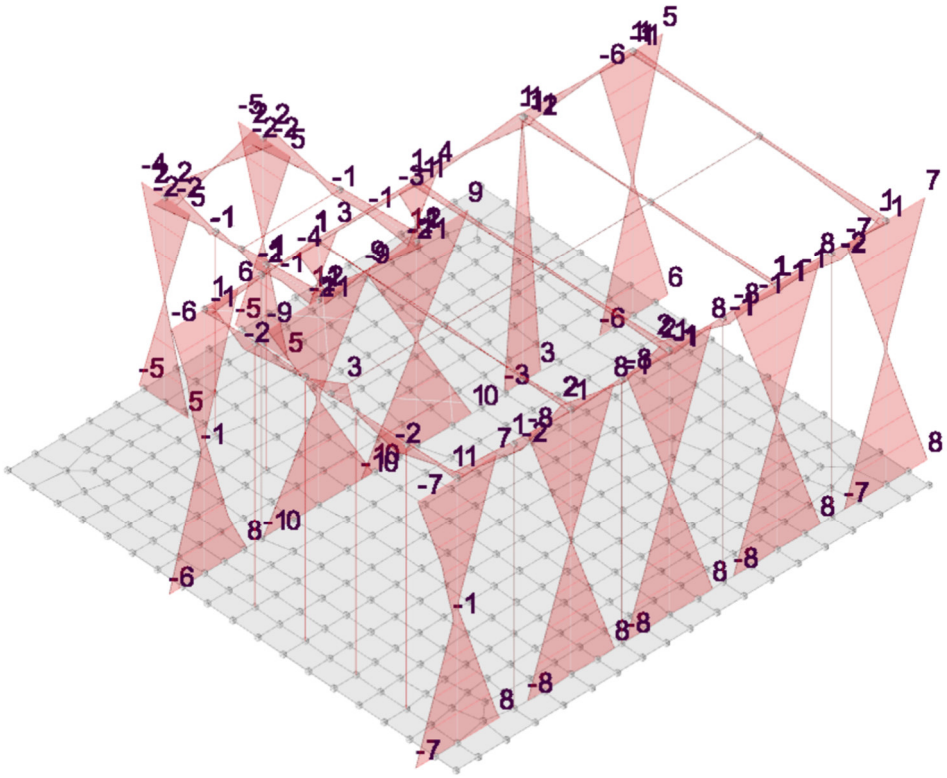
	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Neve	Vento +X	Vento +Y
1	Vento +Y						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	1.5
Fy/F2 finale			0	0	0	0	1.5
Fz/F3 iniziale			0	0	0	0	0
Fz/F3 finale			0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale			0	0	0	0	0
Mx/M1 finale			0	0	0	0	0
My/M2 iniziale			0	0	0	0	0
My/M2 finale			0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale			0	0	0	0	0
Mz/M3 finale			0	0	0	0	0

	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Neve	Vento +X	Vento +Y
2	Vento angoli						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0.75	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0.7	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0.75
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0.75
Fz/F3 iniziale			0	0	0	0	0
Fz/F3 finale			0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale			0	0	0	0	0
Mx/M1 finale			0	0	0	0	0
My/M2 iniziale			0	0	0	0	0
My/M2 finale			0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale			0	0	0	0	0
Mz/M3 finale			0	0	0	0	0
3	Vento +X						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	1.5	0
Fx/F1 finale			0	0	0	1.5	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale			0	0	0	0	0
Fz/F3 finale			0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale			0	0	0	0	0
Mx/M1 finale			0	0	0	0	0
My/M2 iniziale			0	0	0	0	0
My/M2 finale			0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale			0	0	0	0	0
Mz/M3 finale			0	0	0	0	0

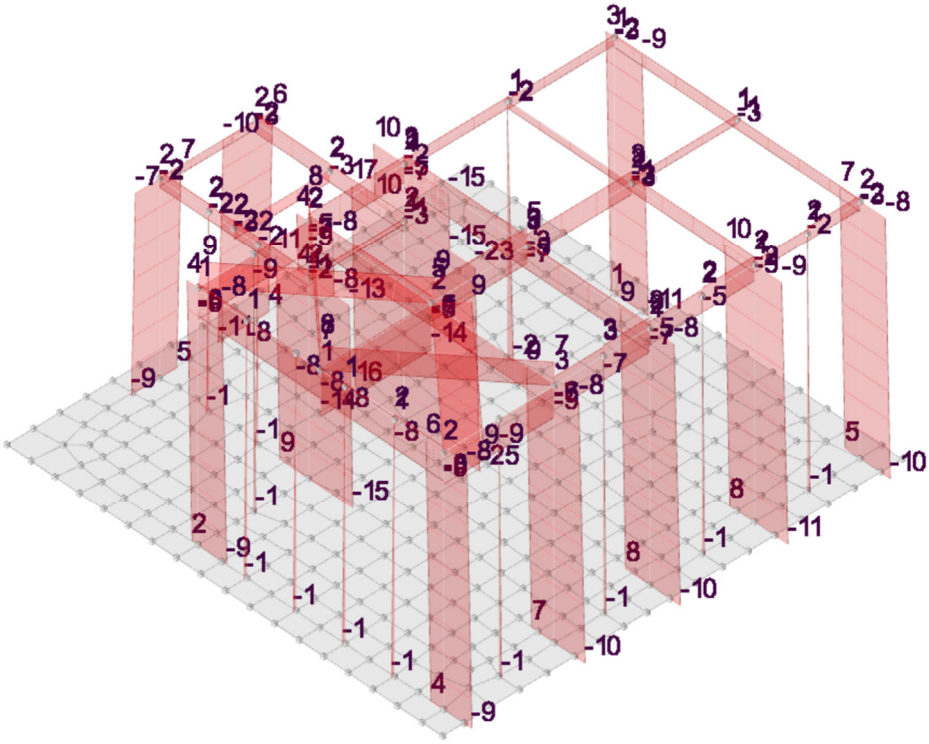
6.3. Risultati modellazione



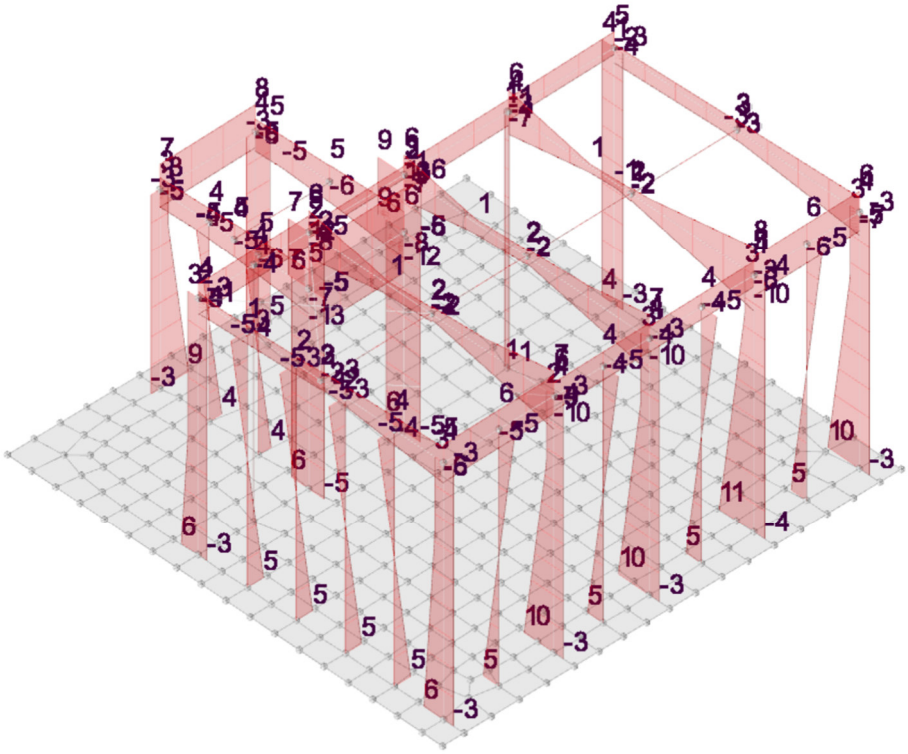
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



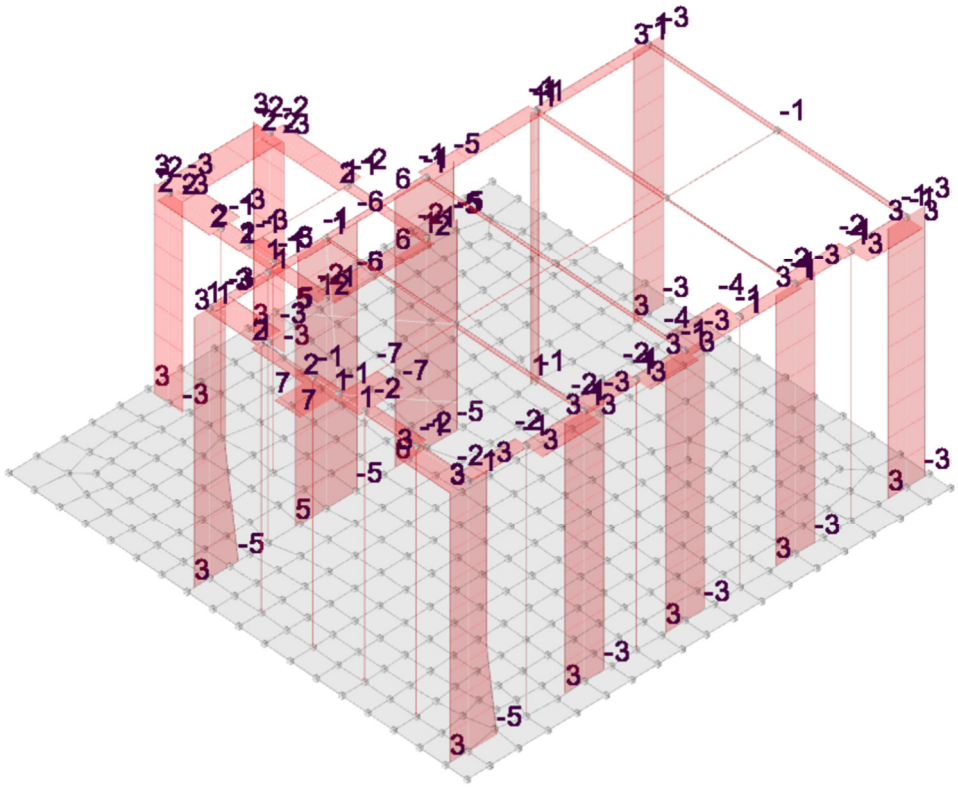
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



Inviluppo SLU/SLV Sforzo assiale



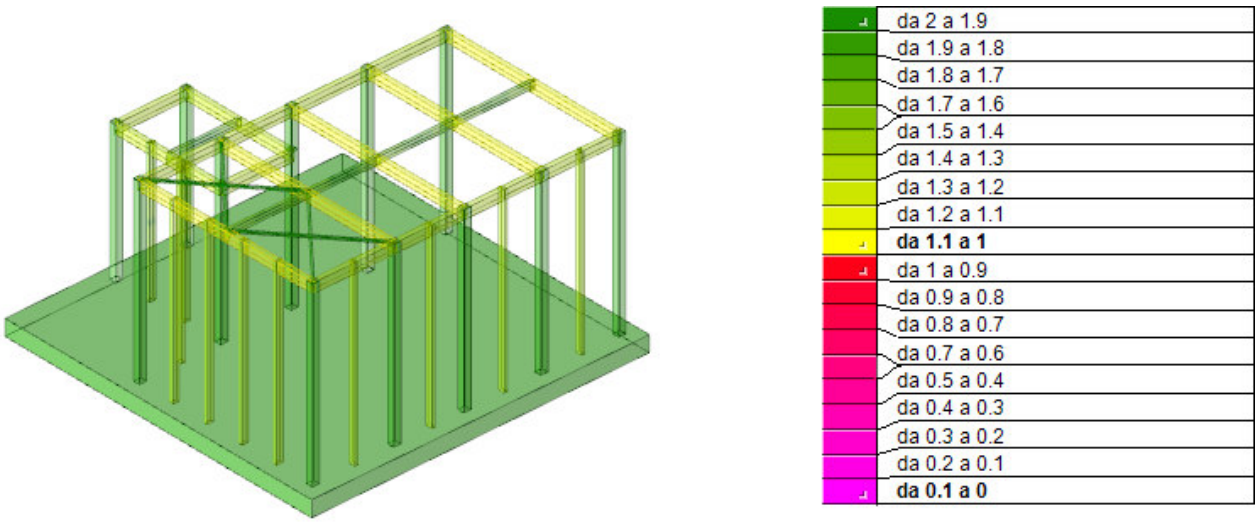
Inviluppo SLU/SLV Taglio



Inviluppo SLU/SLV Taglio

6.4. Verifica elementi

Si riportano le ratio di verifica degli elementi in carpenteria e della platea di fondazione. (valori di verifica superiori a 1 indicano verifiche soddisfatte). Le ratio di verifica fanno riferimento sia a verifiche di resistenza che di deformabilità.



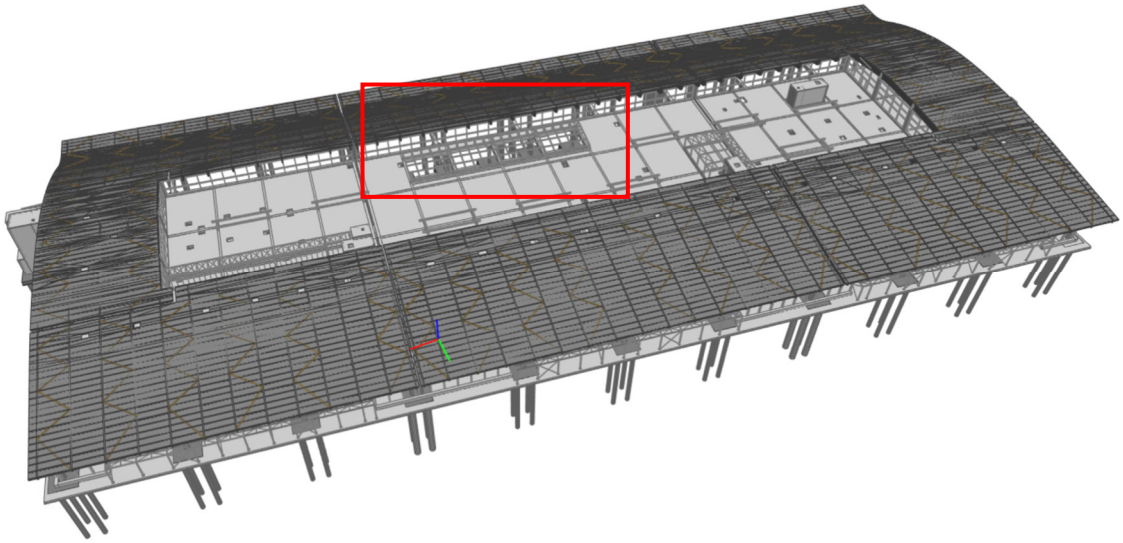
Inviluppo SLU/SLV – ratio di utilizzo verifiche

7. LUCERNARIO COPERTURA

7.1. Descrizione struttura

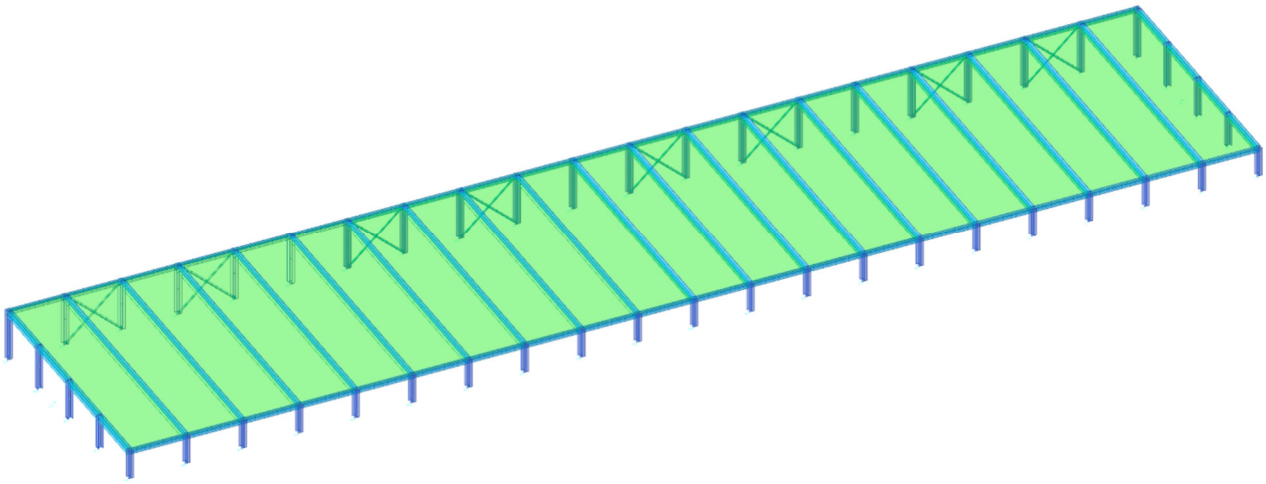
Si riporta la verifica della struttura di supporto del lucernario presente nella copertura del terminal partenze di nuova realizzazione.

La struttura è composta da una serie di telai in carpenteria metallica che fungono da supporto per la struttura vetrata che compone il lucernario.



Lucernario copertura terminal partenze (estratto IFC)

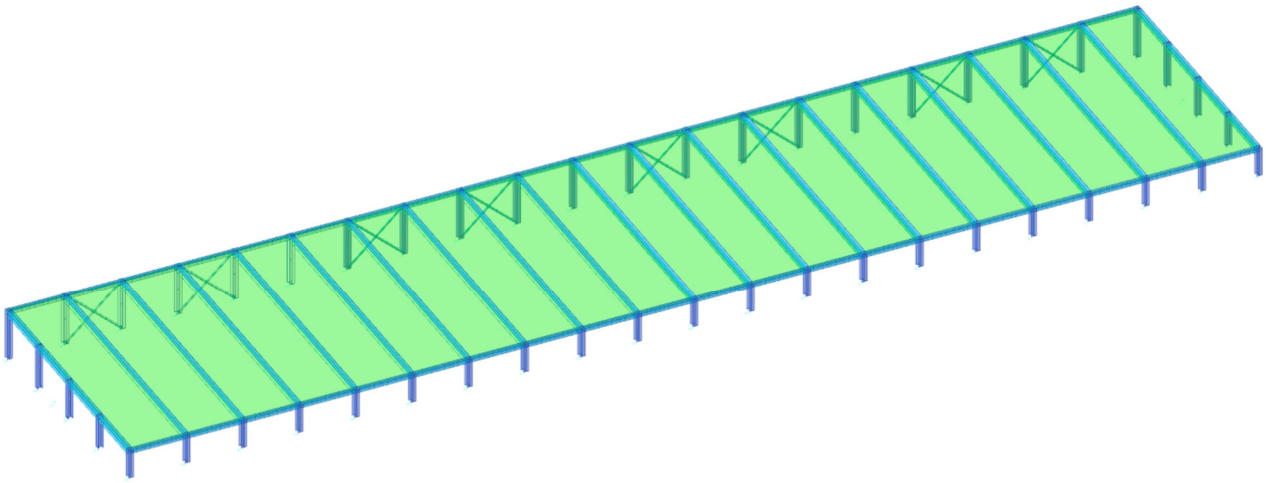
Di seguito si riporta rappresentazione del modello FEM realizzato con il software Sismicad:



Lucernario copertura terminal partenze (modello FEM)

7.2. Analisi dei carichi

La Copertura del lucernario viene modellata come carico superficiale al quale sono assegnati i valori indicati in seguito:



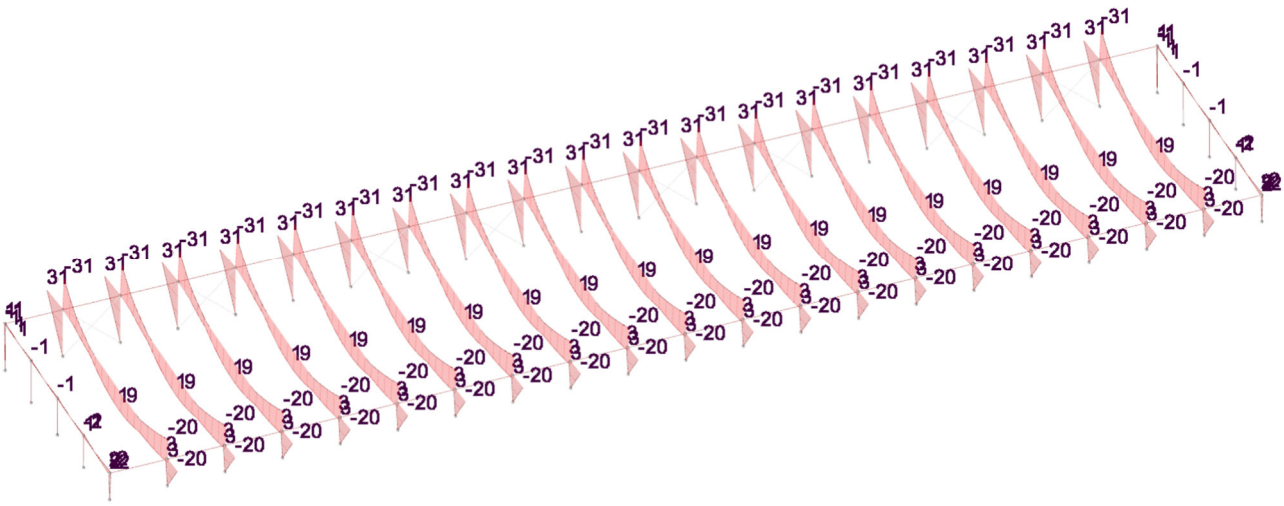
	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Neve
1	LUCERNARIO				
Valore			0.2	0.8	0.55
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale

Carico superficiale (valori in kN/m²)

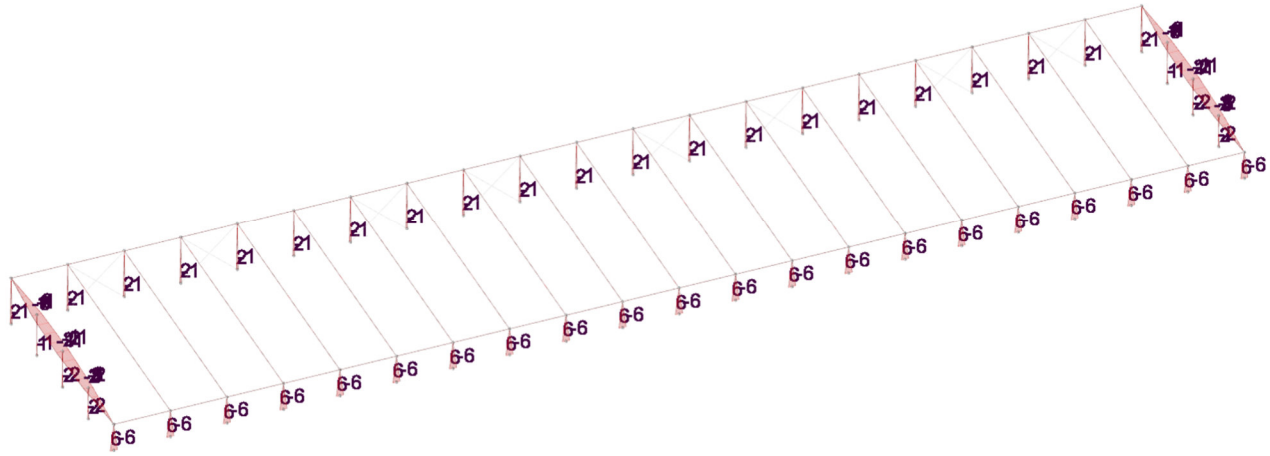
Tali valori costituiscono inoltre massa sismica per il calcolo delle azioni SLV e SLO.

7.3. Risultati modellazione

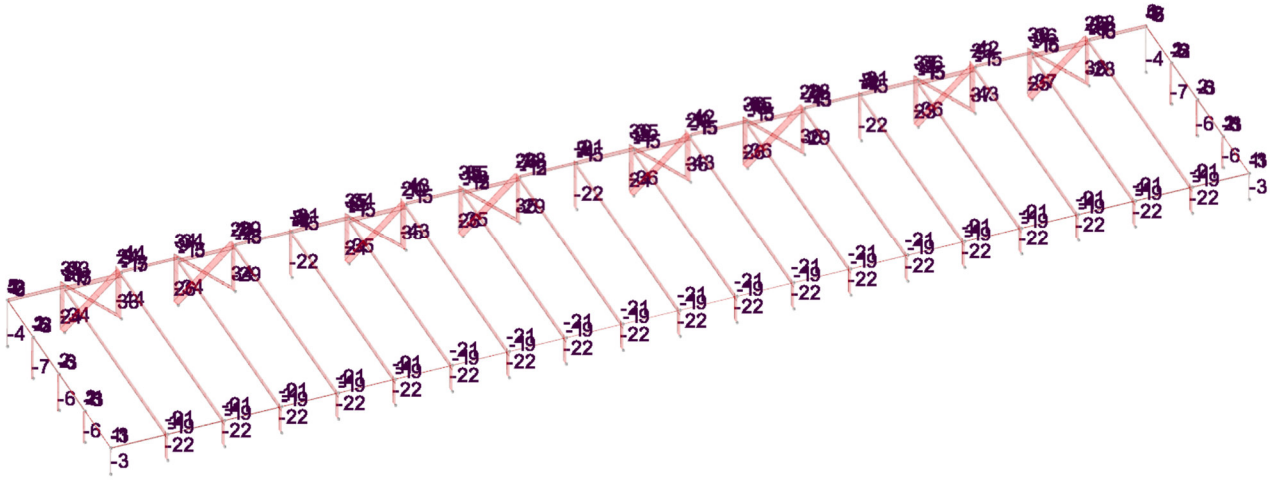
Si riportano i risultati del modello in termini di inviluppi delle sollecitazioni principali:



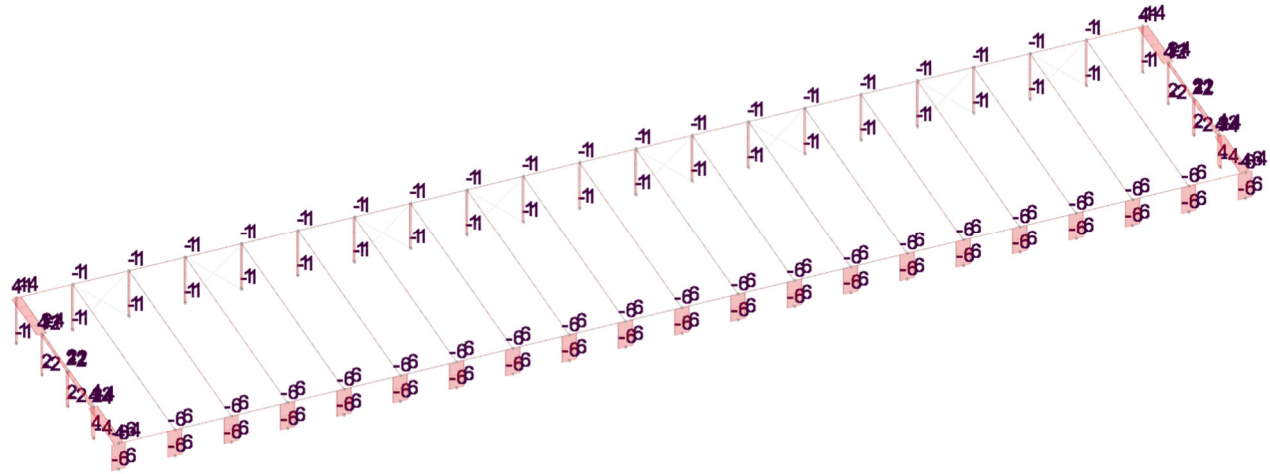
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



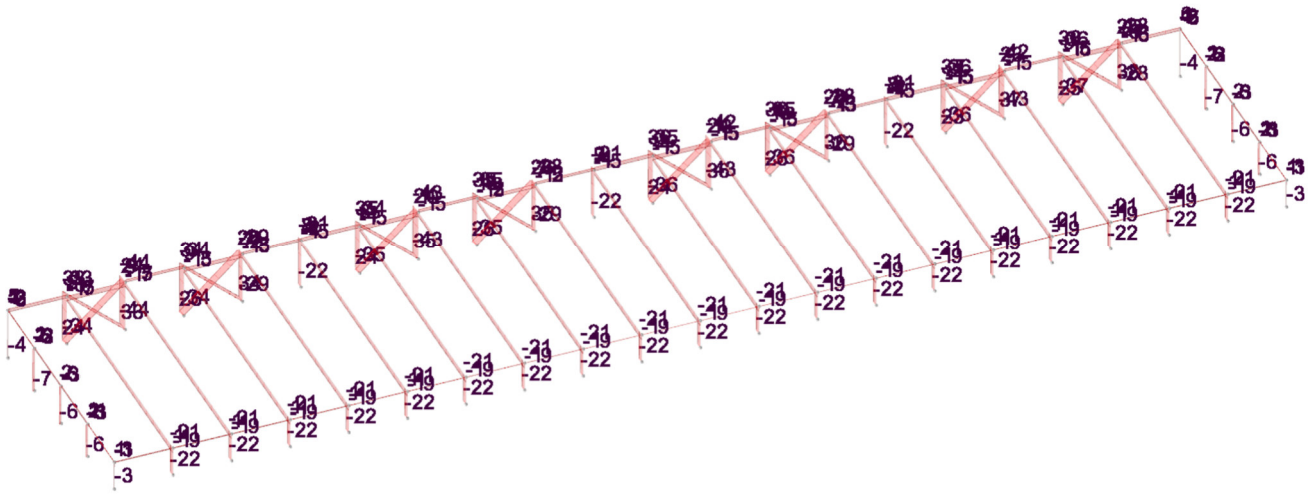
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



Inviluppo SLU/SLV Taglio



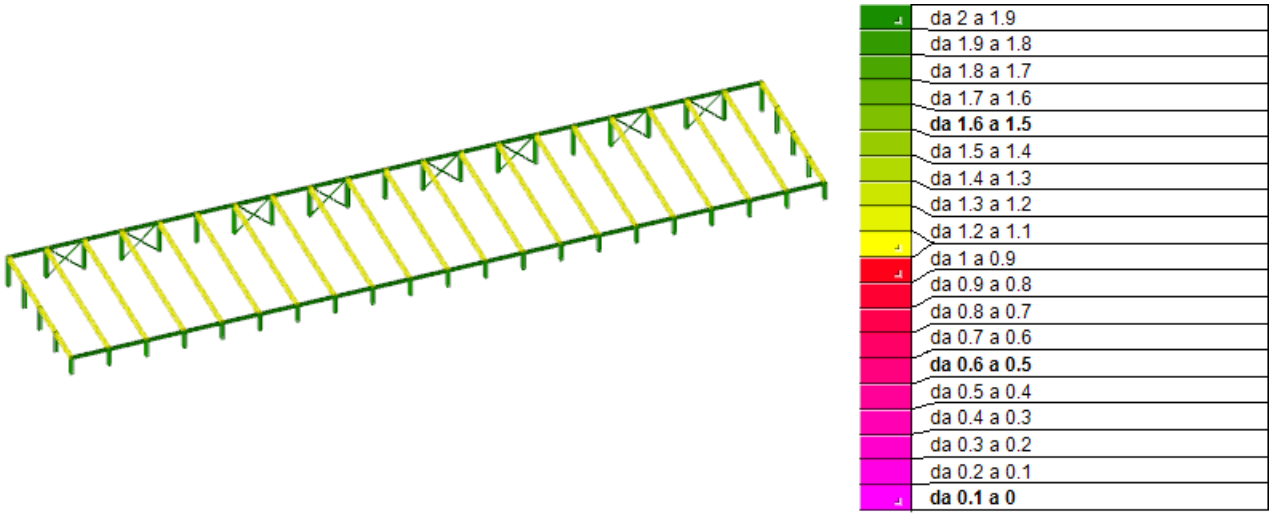
Inviluppo SLU/SLV Taglio



Inviluppo SLU/SLV Sforzo assiale

7.4. Verifica elementi

Si riportano le ratio di verifica degli elementi in carpenteria. (valori di verifica superiori a 1 indicano verifiche soddisfatte). Le ratio di verifica fanno riferimento sia a verifiche di resistenza che di deformabilità.

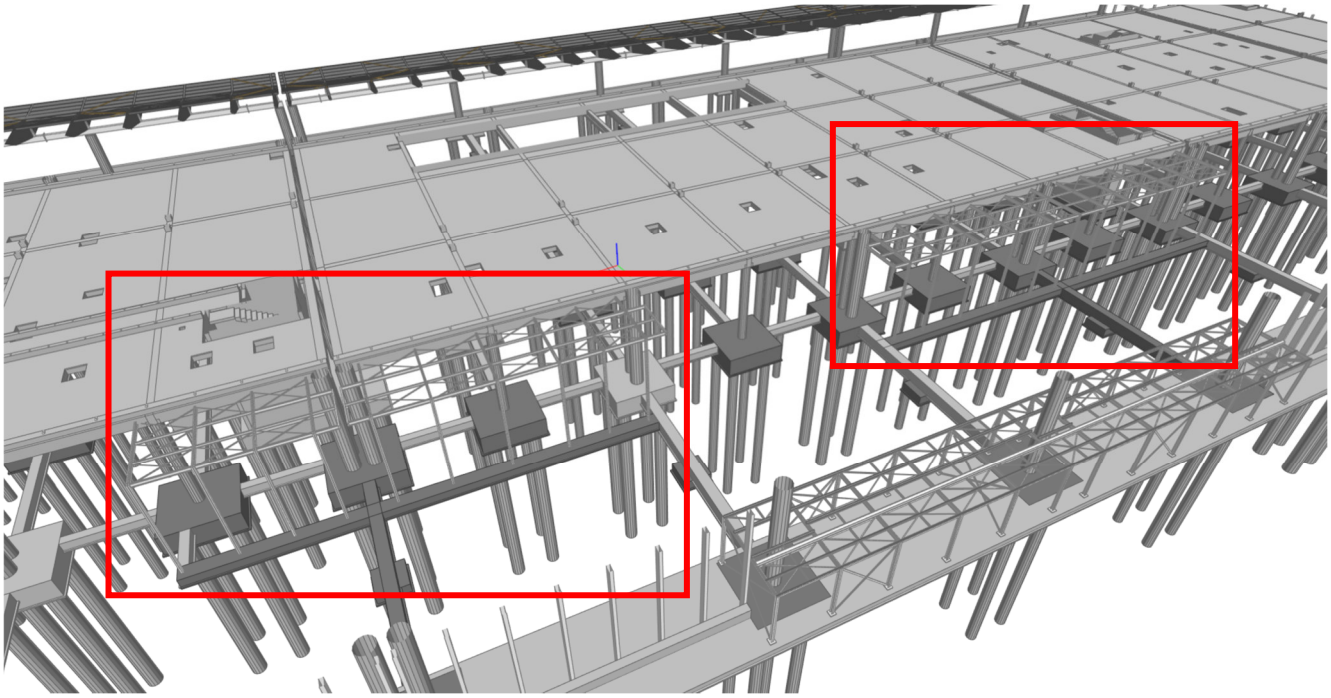


8. CORPI HALL INGRESSO

8.1. Descrizione struttura

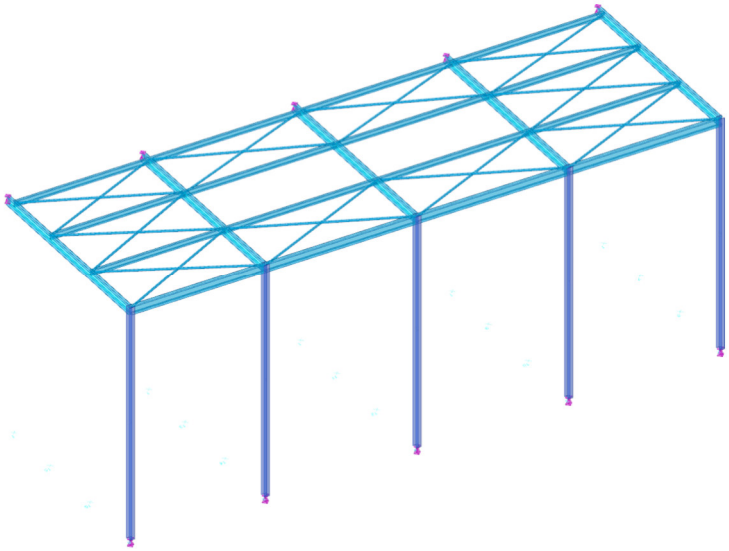
Si riporta la verifica delle strutture “Corpi Hall ingresso” presente all’interno del terminal partenze di nuova realizzazione.

La struttura è composta da una struttura a telaio vincolata all’impalcato in calcestruzzo centrale del terminal.



Corpi hall ingresso (estratto IFC)

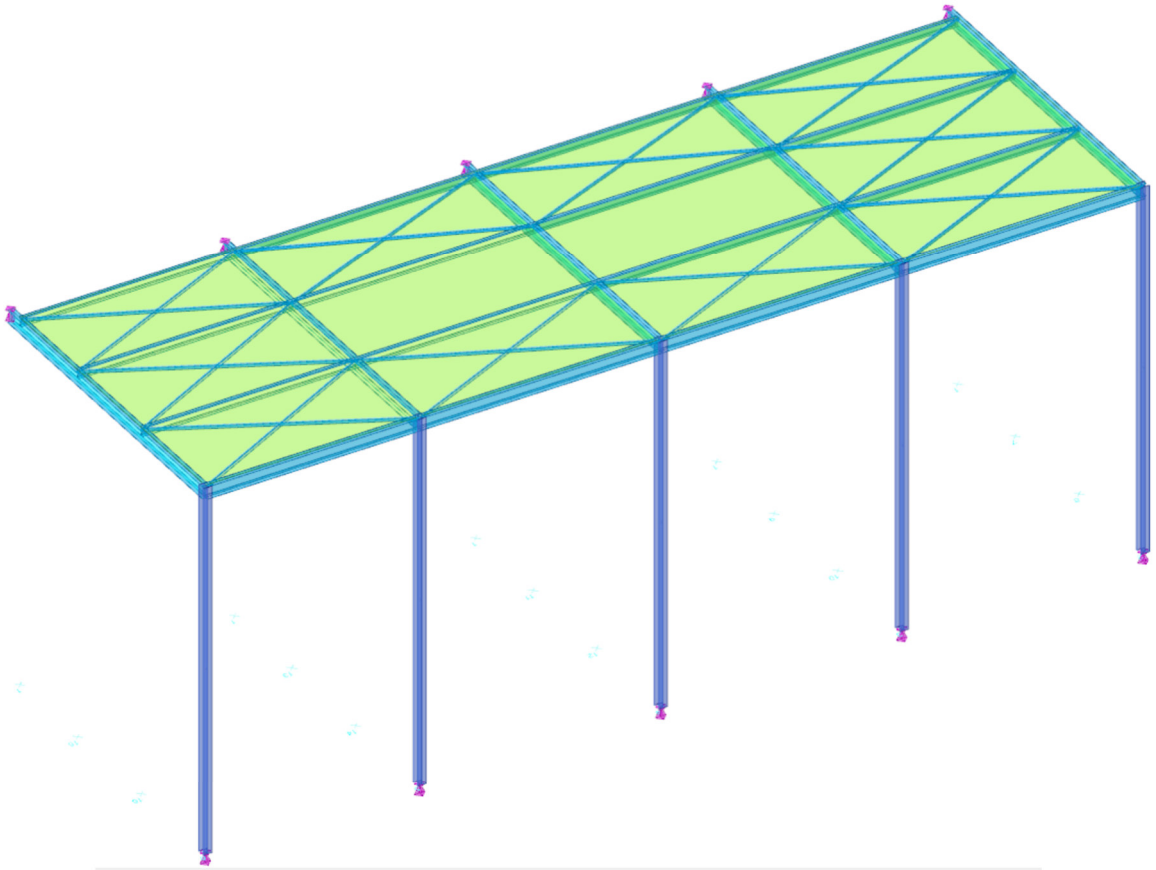
Di seguito si riporta rappresentazione del modello FEM realizzato con il software Sismicad:



Lucernario copertura terminal partenze (modello FEM)

8.2. Analisi dei carichi

La Copertura del lucernario viene modellata come carico superficiale al quale sono assegnati i valori indicati in seguito:



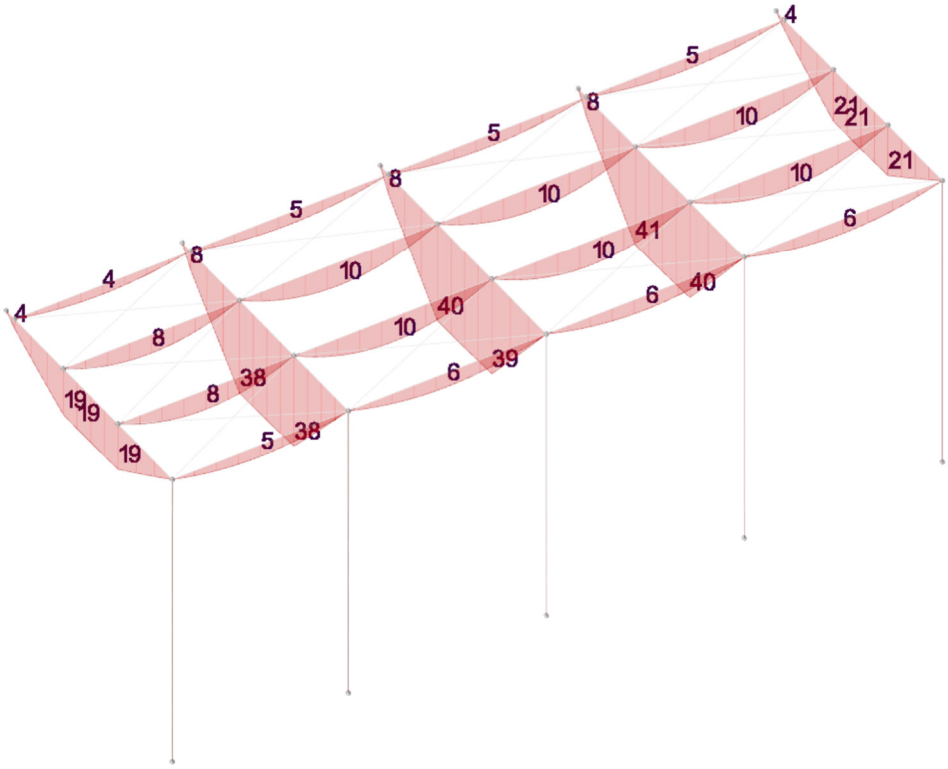
	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile H
1	Copertura				
Valore			0.2	0.6	0.5
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale

Carico superficiale (valori in kN/m²)

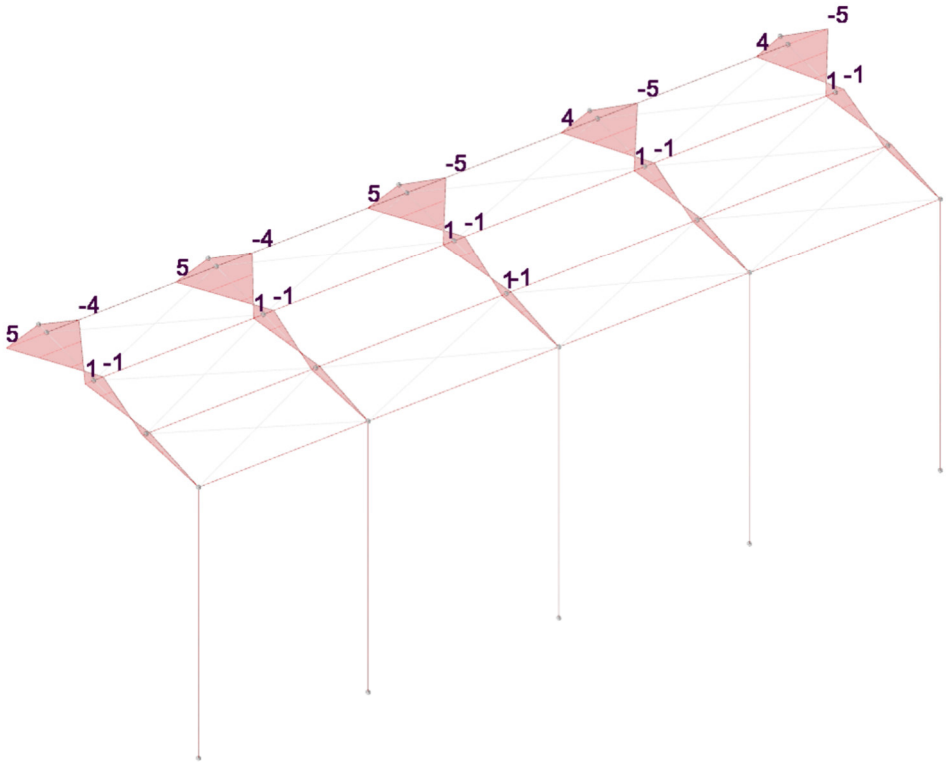
Tali valori costituiscono inoltre massa sismica per il calcolo delle azioni SLV e SLO.

8.3. Risultati modellazione

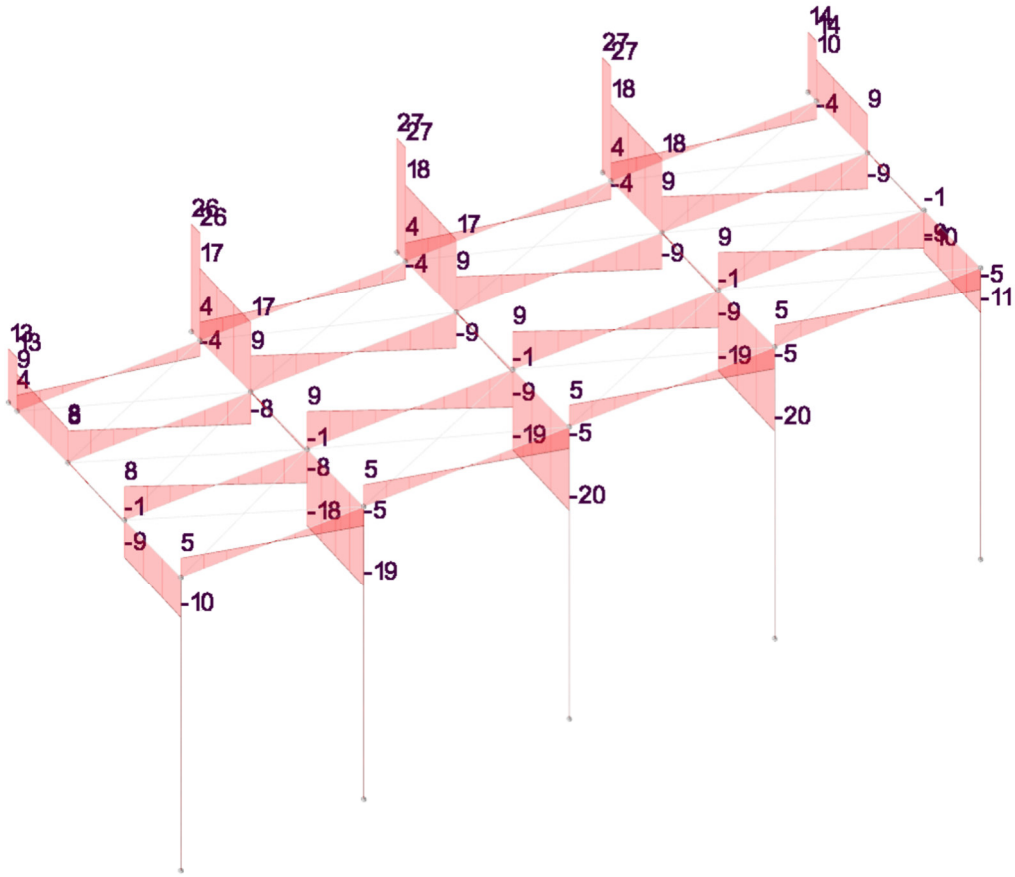
Si riportano i risultati del modello in termini di inviluppi delle sollecitazioni principali:



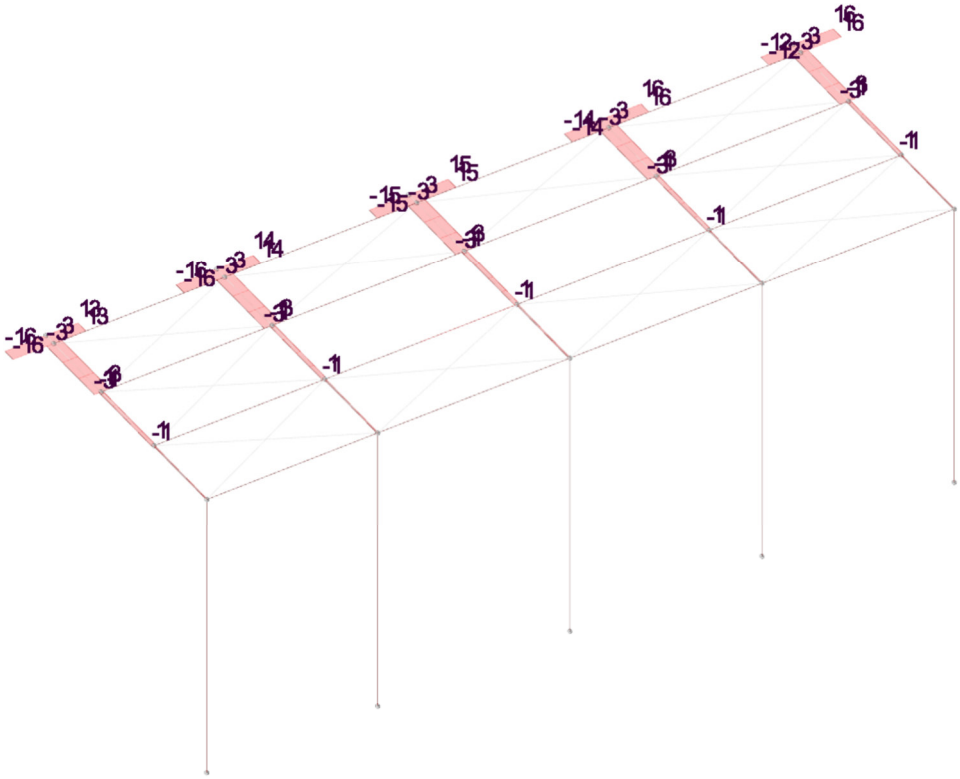
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



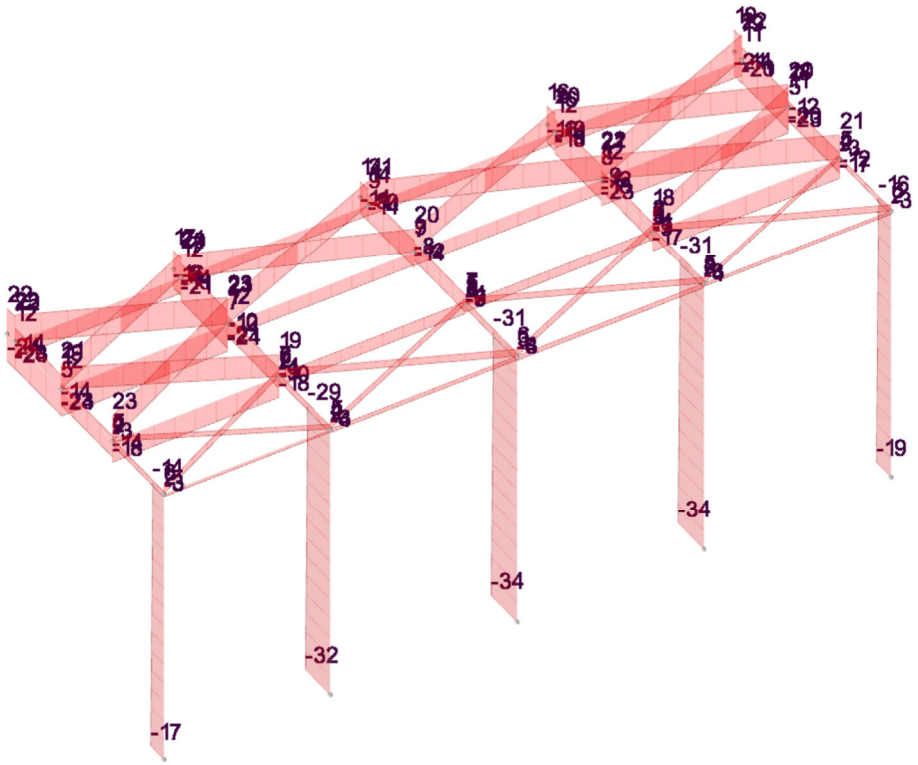
Inviluppo SLU/SLV momento flettente



Inviluppo SLU/SLV Taglio



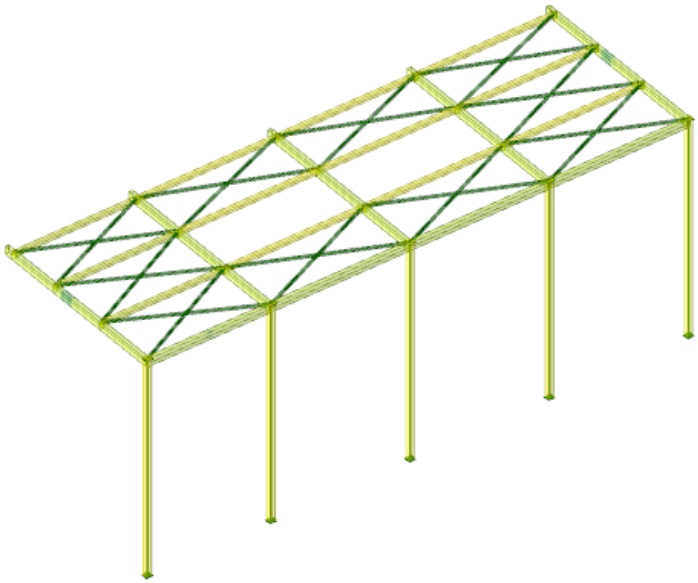
Inviluppo SLU/SLV Taglio



Inviluppo SLU/SLV Sforzo assiale

8.4. Verifica elementi

Si riportano le ratio di verifica degli elementi in carpenteria. (valori di verifica superiori a 1 indicano verifiche soddisfatte). Le ratio di verifica fanno riferimento sia a verifiche di resistenza che di deformabilità.



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

9. BARACCATO

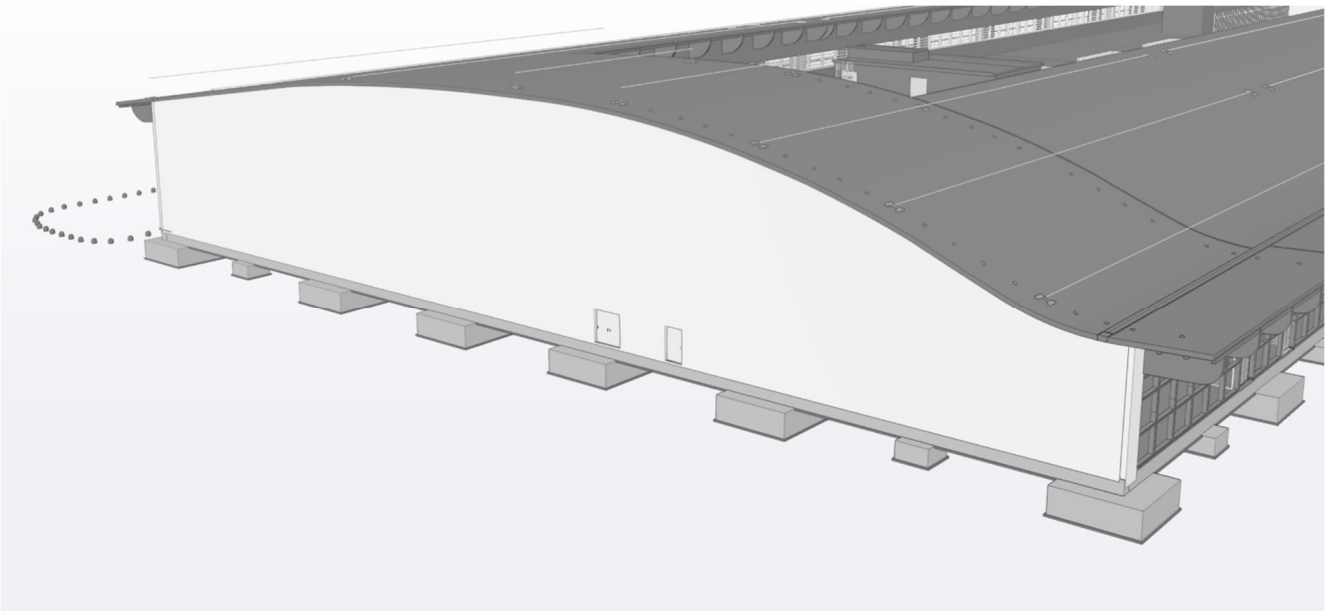
9.1. Baraccato esterno Est - Ovest

Per sostenere il rivestimento perimetrale del nuovo terminal è necessario predisporre una serie di montanti e traversi a formare una sottostruttura idonea al sostegno della pannellatura. Tale sottostruttura risulterà vincolata alla base sulla trave in cemento armato e in sommità alla copertura del terminal stesso. L'interasse massimo tra i montanti verticali è pari a 2,50 metri, mentre l'interasse massimo verticale tra i traversi è posto pari a 3,00 metri.

Il rivestimento esterno sarà realizzato con pannelli coibentati (peso indicativo 20 kg/m^2), mentre la spinta del vento considerata è pari a $150\ kg/m^2$.

Gli elementi da verificare sono:

- Traversi;
- Montanti verticali.



9.1.1. Traversi

I traversi sono verificati come elementi in semplice appoggio con luce pari all'interasse tra i montanti verticali e interasse massimo 3,00 metri.

Le sezione dei traversi è un profilo quadro 200x200x3 mm aventi le seguenti caratteristiche:

$$P = 18{,}56\ kg/m \qquad W_{el,x} = W_{el,y} = 152{,}94\ cm^3 \qquad J_x = J_y = 1529{,}3\ cm^4$$

Le verifiche vengono condotte in termini di resistenza e deformabilità, imponendo una freccia massima pari a $l/250$.

I carichi linearmente distribuiti nelle combinazioni principali, in direzione dell'azione del vento, sono:

$$q_{sle} = 4{,}5\,{}^{kN}/_{m} \quad q_{SLU} = 6{,}75\,{}^{kN}/_{m}$$

Di seguito le verifiche condotte:

$$f_{max} = \frac{5}{384}\frac{q_{SLE}l^4}{EJ} = 0{,}71\ mm \cong \frac{l}{3500} < \frac{l}{250}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8}q_{SLU}l^2 = 5{,}27\ kNm < M_{Rd} = 34{,}23\ kNm$$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

9.1.2. Montanti verticali

I montanti verticali vengono disposti ad interasse massimo di 2,50 metri e presentano altezze variabili in andamento alla copertura, per tale motivo si sono suddivisi in due gruppi di riferimento a seconda dell'altezza massima che possono raggiungere, differenziandone anche il profilo utilizzato:

- Altezza libera fino a 9 metri (scatolare 300x200x5 mm);
- Altezza libera fino a 13,50 metri (scatolare 400x200x8 mm).

Anche in questo caso le verifiche vengono condotte in riferimento alla resistenza e alla deformabilità, considerando una freccia massima pari a $l/300$.

I carichi linearmente distribuiti nelle combinazioni principali, in direzione dell'azione del vento, sono:

$$q_{sle} = 3{,}75\,{}^{kN}/_{m} \quad q_{SLU} = 5{,}625\,{}^{kN}/_{m}$$

Le caratteristiche del profilo 300x200x5 mm sono di seguito riportate:

$$P = 38{,}00\ kg/m \qquad W_{el,y} = 416{,}00\ cm^3 \qquad J_y = 6241{,}00\ cm^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384}\frac{q_{SLE}l^4}{EJ} = 24{,}45\ mm \cong \frac{l}{370} < \frac{l}{300}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8}q_{SLU}l^2 = 56{,}95\ kNm < M_{Rd} = 93{,}10\ kNm$$

Le caratteristiche del profilo 400x200x8 mm sono di seguito riportate:

$$P = 71{,}60\ kg/m \qquad W_{el,y} = 949{,}00\ cm^3 \qquad J_y = 18974{,}00\ cm^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384}\frac{q_{SLE}l^4}{EJ} = 40{,}70\ mm \cong \frac{l}{331} < \frac{l}{300}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8}q_{SLU}l^2 = 128{,}15\ kNm < M_{Rd} = 212{,}40\ kNm$$

Le verifiche dei profili risultano soddisfatte.

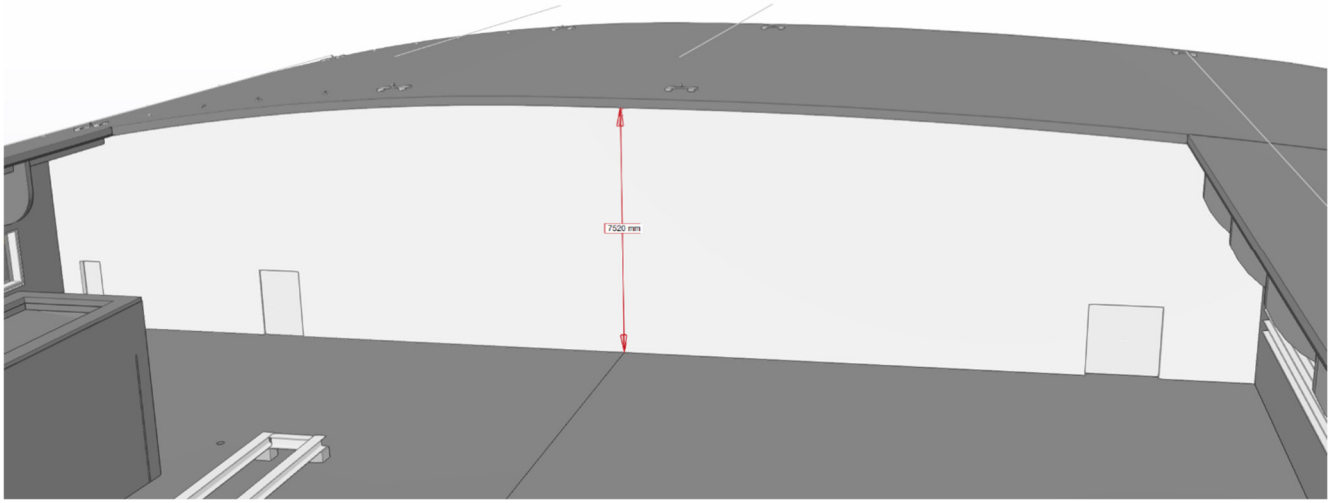
9.2. Baraccato interno Est - Ovest

Per sostenere il rivestimento esterno di separazione tra le porzioni su due livelli e il piano mezzanino è necessario predisporre una serie di montanti e traversi a formare una sottostruttura idonea al sostegno della pannellatura. Tale sottostruttura risulterà vincolata alla base sul cordolo in cemento armato e in sommità alla copertura del terminal stesso. L'interasse massimo tra i montanti verticali è pari a 2,50 metri, mentre l'interasse massimo verticale tra i traversi è posto pari a 3,00 metri.

Il rivestimento esterno sarà realizzato con pannelli coibentati (peso indicativo 20 kg/m^2), mentre la spinta del vento considerata è pari a $150\ kg/m^2$.

Gli elementi da verificare sono:

- Traversi;
- Montanti verticali.



9.2.1. Traversi

Per i traversi valgono le considerazioni già viste al capitolo precedente.

9.2.2. Montanti verticali

I montanti verticali a sezione scatolare 300x150x4 mm vengono disposti ad interasse massimo di 2,50 metri e presentano altezze variabili in andamento alla copertura, si assume a favore di sicurezza l'altezza maggiore come parametro di verifica, tale altezza è assunta pari a 7,50 metri.

Anche in questo caso le verifiche vengono condotte in riferimento alla resistenza e alla deformabilità, considerando una freccia massima pari a $l/300$.

I carichi linearmente distribuiti nelle combinazioni principali, in direzione dell'azione del vento, sono:

$$q_{sle} = 3{,}75\ {}^{kN}/_{m} \quad q_{SLU} = 5{,}625\ {}^{kN}/_{m}$$

Le caratteristiche del profilo 300x150x4 mm sono di seguito riportate:

$$P = 27{,}40\ kg/m \qquad W_{el,y} = 280{,}00\ cm^3 \qquad J_y = 4197{,}00\ cm^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384}\frac{q_{SLE}l^4}{EJ} = 17{,}53\ mm \cong \frac{l}{425} < \frac{l}{300}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8}q_{SLU}l^2 = 39{,}55\ kNm < M_{Rd} = 62{,}67\ kNm$$

Le verifiche dei profili risultano soddisfatte.

9.3. Baraccato interno Nord-Sud

Il rivestimento longitudinale che separa il lato lungo del terminal dal mezzanino è composto da un porzione opaca in pannello coibentato e una fascia finestrata per fornire luce all'interno del terminal stesso. Tale rivestimento verrà supportato da una sottostruttura ancorata alla base in un cordolo solidale al piano mezzanino in modo da garantire l'indipendenza della facciata dal corpo del terminal principale in caso di azioni sismiche. L'interasse massimo tra i montanti verticali è pari a 2,50 metri, mentre l'interasse massimo verticale tra i traversi è posto pari a 3,00 metri a favore di sicurezza. L'altezza libera di verifica è assunta pari alla maggiore tra le due situazioni presenti e pari a 4,70 metri.

Il rivestimento esterno sarà realizzato con pannelli coibentati (peso indicativo 20 kg/m^2) e finestrature (peso indicativo $80\ kg/m^2$), mentre la spinta del vento considerata è pari a $120\ kg/m^2$.

Gli elementi da verificare sono:

- Traversi;
- Montanti verticali.

9.3.1. Traversi

Per i traversi valgono le considerazioni già viste al capitolo precedente.

9.3.2. Montanti verticali

I montanti verticali a sezione scatolare 250x150x5 mm vengono disposti ad interasse massimo di 2,50 metri, l'altezza considerata è di 4,70 metri.

Anche in questo caso le verifiche vengono condotte in riferimento alla resistenza e alla deformabilità, considerando una freccia massima pari a $2l/300$ essendosi ipotizzato uno schema a mensola.

I carichi linearmente distribuiti nelle combinazioni principali, in direzione dell'azione del vento, sono:

$$q_{sle} = 3{,}00\ {}^{kN}/_{m} \quad q_{SLU} = 4{,}50\ {}^{kN}/_{m}$$

Le caratteristiche del profilo 250x150x5 mm sono di seguito riportate:

$$P = 30{,}10\ kg/m \qquad W_{el,y} = 264{,}00\ cm^3 \qquad J_y = 3304{,}00\ cm^4$$

$$f_{max} = \frac{1}{8}\frac{q_{SLE}l^4}{EJ} = 26{,}37\ mm \cong \frac{2l}{356} < \frac{2l}{300}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{2}q_{SLU}l^2 = 49{,}70\ kNm < M_{Rd} = 69{,}14\ kNm$$

Le verifiche dei profili risultano soddisfatte.

9.4. Rinforzo vetrate lato Nord

La vetrata esterna a tutta altezza lato Nord verso Land-Side con altezza libera di 10,00 metri necessita di un profilo in acciaio di rinforzo dal momento che i montanti del sistema facciate non hanno inerzia sufficiente a garantire i limiti imposti da normativa. Si dispongono montanti verticali a sezione scatolare 400x200x6 mm ancorati alla trave in cemento armato di fondazione e alla trave a cassone della copertura.

Per il dimensionamento si considera un'azione del vento pari a $150\ kg/m^2$ agente uniformemente sulla superfice vetrata.

9.4.1. Montanti verticali

In questo caso le verifiche vengono condotte in riferimento alla resistenza e alla deformabilità, considerando una freccia massima pari a $l/500$ e comunque inferiore a 25 mm.

I carichi linearmente distribuiti nelle combinazioni principali, in direzione dell'azione del vento, sono:

$$q_{sle} = 3{,}75\ {}^{kN}/_{m} \qquad q_{SLU} = 5{,}625\ {}^{kN}/_{m}$$

Le caratteristiche del profilo 400x200x6 mm sono di seguito riportate:

$$P = 54{,}60\ kg/m \qquad W_{el,y} = 739{,}00\ cm^3 \qquad J_y = 14789{,}00\ cm^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384}\frac{q_{SLE}l^4}{EJ} = 15{,}72\ mm \cong \frac{l}{636} < \frac{l}{500}$$

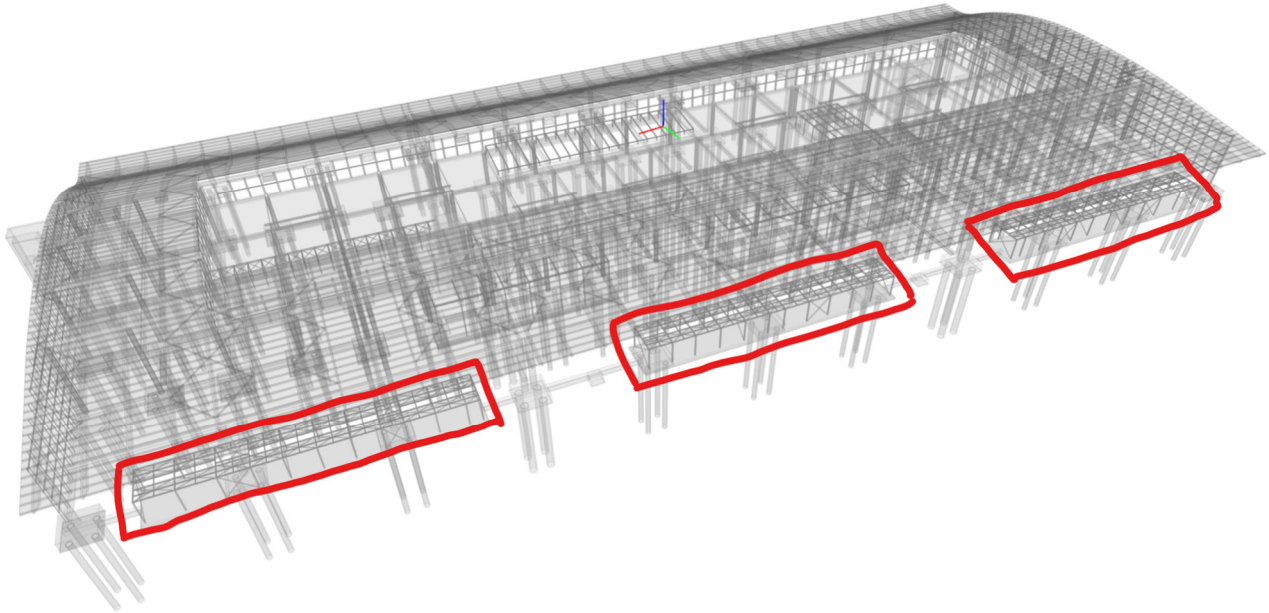
$$M_{Ed} = \frac{1}{8}q_{SLU}l^2 = 70{,}31\ kNm < M_{Rd} = 165{,}40\ kNm$$

Le verifiche dei profili risultano soddisfatte.

10. BUSSOLE D'INGRESSO

10.1. Descrizione struttura

Si riportano le verifiche sulle strutture delle bussole d'ingresso del terminal 01.



Modello IFC Terminal 01 – Bussole di ingresso

Le strutture delle bussole di ingresso (3 strutture) sono composte da un telaio in acciaio controventato da realizzare su una platea di fondazione di spessore 40cm.

Le strutture delle bussole di ingresso saranno quindi posizionate in parte esternamente all'edificio principale ed in parte internamente.

Sulla copertura delle bussole appoggerà anche la struttura di supporto della facciata vetrata della struttura principale: pertanto la trave secondaria di appoggio e la sua conseguente trave principale saranno dimensionate considerando limiti di deformazioni maggiorati per tenere conto delle minori tolleranze causate dalla presenza della facciata vetrata.

Di seguito si riportano le ipotesi e la verifica degli elementi principali.

10.2. Ipotesi di calcolo

10.2.1. Analisi dei carichi

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

La copertura delle bussole di ingresso viene realizzata con pannelli sandwich coibentati per i quali si assume un peso di circa 0.30 kN/mq comprensivo di eventuali elementi in acciaio di spessoramento per realizzare la pendenza dei pannelli. Aggiuntivamente a tale valore si considera un carico agente di superficie che contempla la presenza di controsoffitti e impianti per un totale di 0.50 kN/mq.

In copertura inoltre la trave che sorregge la facciata vetrata sarà caricata con il peso della facciata (per l'intera altezza della stessa) inserendo un carico lineare all'interno del modello FEM. Per la facciata si considera agente un carico verticale considerato essere pari a 1.10 kN/mq comprensivo delle strutture del telaio di supporto alle vetrate.

CARICHI ACCIDENTALI

Inoltre viene considerata la presenza di carichi accidentali.

Per la copertura esterna di considera il carico dovuto alla neve pari (per coperture piane) a 0.55kN/mq. Per la parte interna invece si considera il carico accidentale per la manutenzione pari a 0.50 kN/mq.

Sui montanti della parete vetrata viene inoltre aggiunto il valore di carico del vento pari a 1.40 kN/mq

VARIAZIONE TERMICA

Per la struttura, in quanto non direttamente esposta, si considera la variazione termica definita per strutture protette pari a $\Delta = \pm 15°C$.

10.2.2. Limiti di deformazione per le travi in acciaio

Per le travi di sostegno alla facciata vetrata si considerano dei limiti di freccia verticale ridotti rispetto a quanto considerato per le travi secondarie di sostegno alla copertura in pannelli sandwich.
I limiti di deformazione considerati sono dunque i seguenti:

- **TRAVI PRINCIPALI E REGGI FACCIATA**

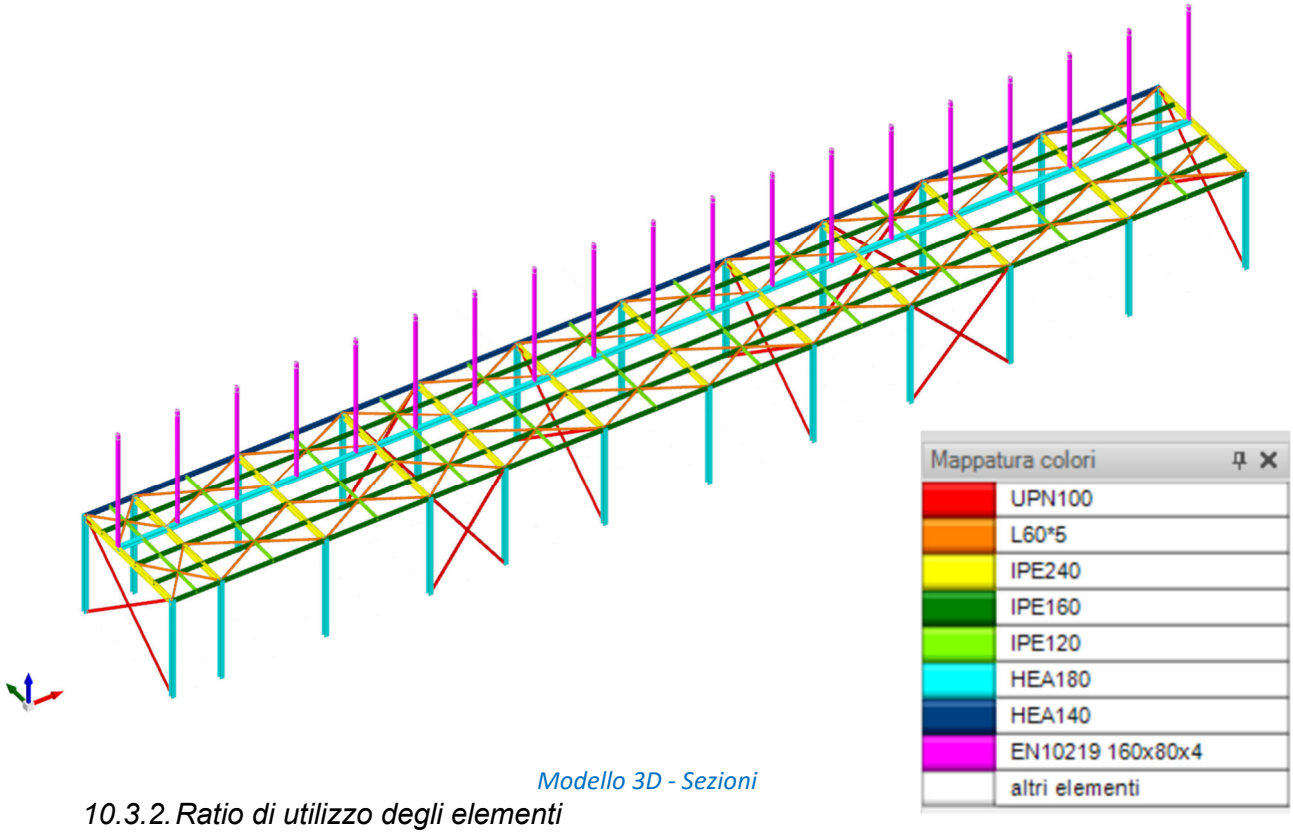
  $f_{max} = L/400$ G+Qk
  $f_{max} = L/500$ Qk

- **TRAVI SECONDARIE (copertura pannelli sandwich)**

  $f_{max} = L/250$ G+Qk
  $f_{max} = L/350$ Qk

10.3. Verifica della struttura in acciaio

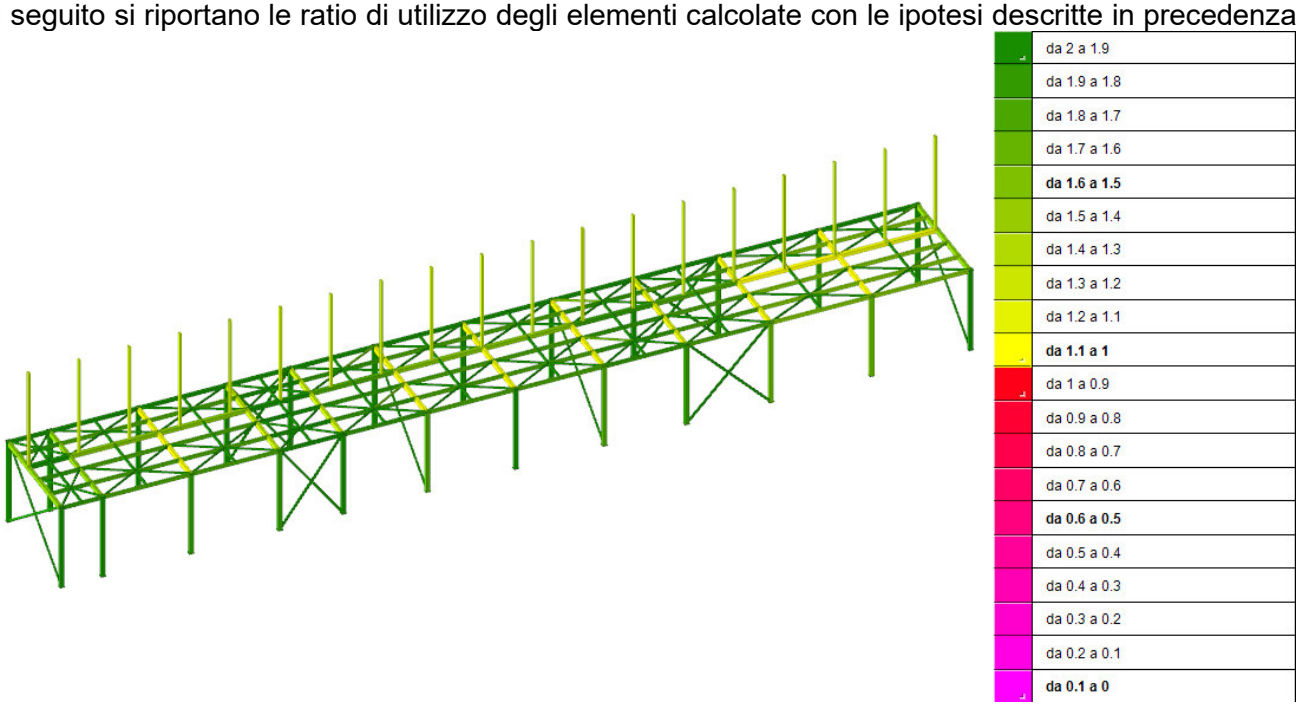
10.3.1. Modello FEM



Modello 3D - Sezioni

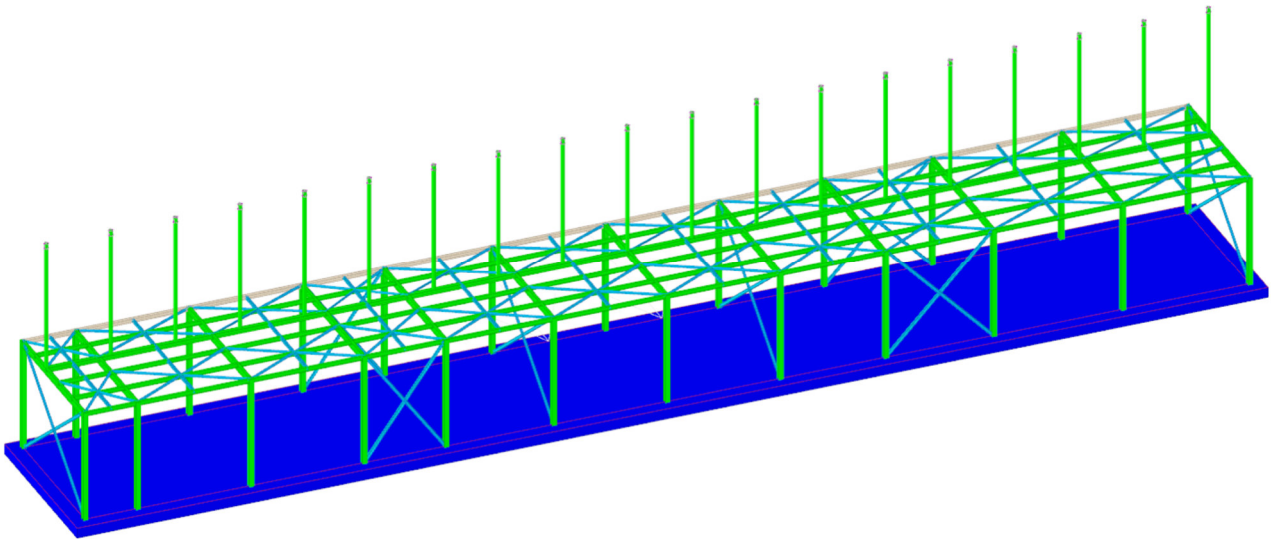
10.3.2. Ratio di utilizzo degli elementi

Di seguito si riportano le ratio di utilizzo degli elementi calcolate con le ipotesi descritte in precedenza

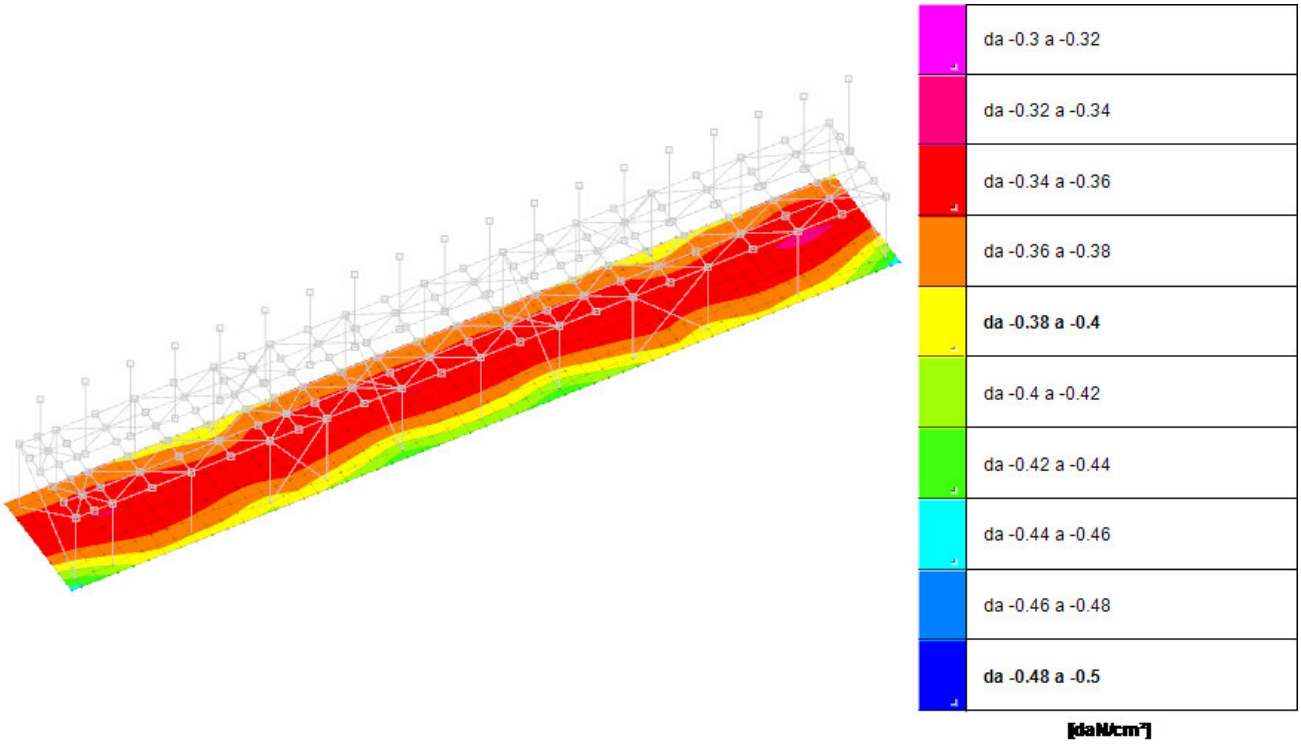


10.4. Verifica della platea di fondazione

Viene studiata la struttura aggiungendo al modello la platea di fondazione composta da una piastra di 40cm di spessore armata con Ø12/20x20 inferiormente e superiormente.



Si è potuto osservare le pressioni sul terreno della fondazione superficiale di cui si riporta un estratto di seguito:



La pressione minima registrata è pari a -0.50 kg/cm^2 compatibile con il terreno in sito.

In seguito si riporta la verifica strutturale della piastra di fondazione svolta con il software SISMICAD:

Platea a "Fondazione"

Platea a "Fondazione"

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria

Verifiche strutturali

Verifiche ancora da eseguire

Verifiche geotecniche

Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente
Centro impronta, nel sistema globale: 12.4; 2.7; -0.4
Lato minore B dell'impronta: 6.6
Lato maggiore L dell'impronta: 45.2
Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 298.3

Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 4.4

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPl	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 4	563.55	-5853.45	LT	0	25	0	1.1	2481.37	563.55	4.4	Si
SLV 5	332.25	-5967.56	LT	0	25	0	1.1	2529.74	332.25	7.61	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 5.72 m
Peso specifico efficace del terreno di progetto γs: 1504 daN/m3
Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo Amax per verifiche in SLD: 0.078
Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo Amax per verifiche in SLV: 0.138

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 1.41

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1	SLU 32	0	-338.13	-10524.69	1131.388	-126.451	0	-2	-0.01	0.11	6.33	45.18	LT	0	30	0	2.3	115851.72	10524.69	11.01	Si
2	SLV 7	0	319.6	-5967.56	-1705.8227	-523.823	0	3	-0.09	-0.29	6.03	45.02	LT	0	15	0	2.3	8411.86	5967.56	1.41	Si
3	SLD 7	0	180.21	-5967.56	-1053.6631	-337.719	0	2	-0.06	-0.18	6.25	45.09	LT	0	15	0	2.3	11171.54	5967.56	1.87	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - Fattori utilizzati nel calcolo di Rd

ID	N			S			D			I			B			G			P			E		
	Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
1	18	30	22	1.08	1.09	0.94	1	1	1	0.94	0.94	0.91	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	4	11	3	1.04	1.05	0.95	1	1	1	0.9	0.87	0.85	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.77	0.96	0.77
3	4	11	3	1.04	1.05	0.94	1	1	1	0.94	0.92	0.92	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.88	0.98	0.88

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

Comb.: *combinazione.*
Fh: *componente orizzontale del carico. [kN]*
Fv: *componente verticale del carico. [kN]*
Cnd: *resistenza valutata a breve o lungo termine (BT - LT).*
Ad: *adesione di progetto. [kN/m²]*
Phi: *angolo di attrito di progetto. [deg]*
RPl: *resistenza passiva laterale unitaria di progetto. [kN/m]*
γR: *coefficiente parziale sulla resistenza di progetto.*
Rd: *resistenza alla traslazione di progetto. [kN]*
Ed: *azione di progetto. [kN]*
Rd/Ed: *coefficiente di sicurezza allo scorrimento.*
Verifica: *stato di verifica.*
ID: *indice della verifica di capacità portante.*
Fx: *componente lungo x del carico. [kN]*
Fy: *componente lungo y del carico. [kN]*
Fz: *componente verticale del carico. [kN]*
Mx: *componente lungo x del momento. [kN·m]*
My: *componente lungo y del momento. [kN·m]*
ix: *inclinazione del carico in x. [deg]*
iy: *inclinazione del carico in y. [deg]*
ex: *eccentricità del carico in x. [m]*
ey: *eccentricità del carico in y. [m]*
B': *larghezza efficace. [m]*

Sismicad 12.24 - Licenza assegnata a - INCIDE ENGINEERING S.R.L. VIA SAN FRANCESCO, 91 PADOVA 1

Platea a "Fondazione"

L': *lunghezza efficace. [m]*
Cnd: *resistenza valutata per condizione a breve o lungo termine (BT - LT).*
C: *coesione di progetto. [kN/m²]*
Qs: *sovraccarico laterale da piano di posa. [kN/m²]*
Rd: *resistenza alla rottura del complesso di progetto. [kN]*
Ed: *azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [kN]*
Rd/Ed: *coefficiente di sicurezza alla capacità portante.*
N:
Nq: *fattore di capacità portante per il termine di sovraccarico.*
Nc: *fattore di capacità portante per il termine coesivo.*
Ng: *fattore di capacità portante per il termine attritivo.*
S:
Sq: *fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine di sovraccarico.*
Sc: *fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine coesivo.*
Sg: *fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine attritivo.*
D:
Dq: *fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine di sovraccarico.*
Dc: *fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine coesivo.*
Dg: *fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine attritivo.*
I:
Iq: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine di sovraccarico.*
Ic: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine coesivo.*
Ig: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine attritivo.*
B:
Bq: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine di sovraccarico.*
Bc: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine coesivo.*
Bg: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine attritivo.*
G:
Gq: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine di sovraccarico.*
Gc: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine coesivo.*
Gg: *fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine attritivo.*
P:
Pq: *fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine di sovraccarico.*
Pc: *fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine coesivo.*
Pg: *fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine attritivo.*
E:
Eq: *fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine di sovraccarico.*
Ec: *fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine coesivo.*
Eg: *fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine attritivo.*

10.5. Verifica delle connessioni

10.5.1. Piastra di base

PIASTRA DI BASE - UNI EN 1993-1-8:2005 (EC3)

ELEMENTO : SAC01_01_BUSSOLE

Normativa			
Coefficienti parziali di sicurezza			
coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M1} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
coefficiente	γ_c =	**1.50**	
Materiali			
Piastra di base			
tipo d'acciaio		**S355**	
tensione di snervamento	$f_{yk,bp}$ =	355	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,bp}$ =	470	*N/mm²*
Tirafondi			
tipo di acciaio		**8.8**	
tensione di snervamento	$f_{yk,b}$ =	640	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,b}$ =	800	*N/mm²*
tipo d'acciaio rondella (per la tipologia c)		**S355**	
tensione di snervamento rondella (per la tipologia c)	$f_{yk,w}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura rondella (per la tipologia c)	$f_{u,w}$ =	470	*N/mm²*
Chiave di taglio			
tipo di acciaio		**S355**	
tipo di prodotto		**flat**	
tensione di snervamento	$f_{yk,sk}$ =	355	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,sk}$ =	510	*N/mm²*
Calcestruzzo			
Classe del cemento		**(32)/40**	
res. caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
res. caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
modulo d'elasticità	E =	36050	*N/mm²*
res. calcolo a compressione cilindrica	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c$ =	18.1	*N/mm²*
res. caratteristica a trazione	f_{ctk} =	2.12	*N/mm²*
res. di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ =	1.41	*N/mm²*
coefficiente per il diametro delle barre	η =	1.00	
resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctd}$ =	3.18	*N/mm²*

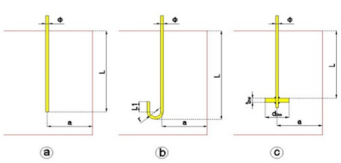
Geometria

Piastra di base

Spessore della piastra	t_p =	**15**	*mm*
Larghezza z	b_p =	**380**	*mm*
Larghezza y	h_p =	**380**	*mm*

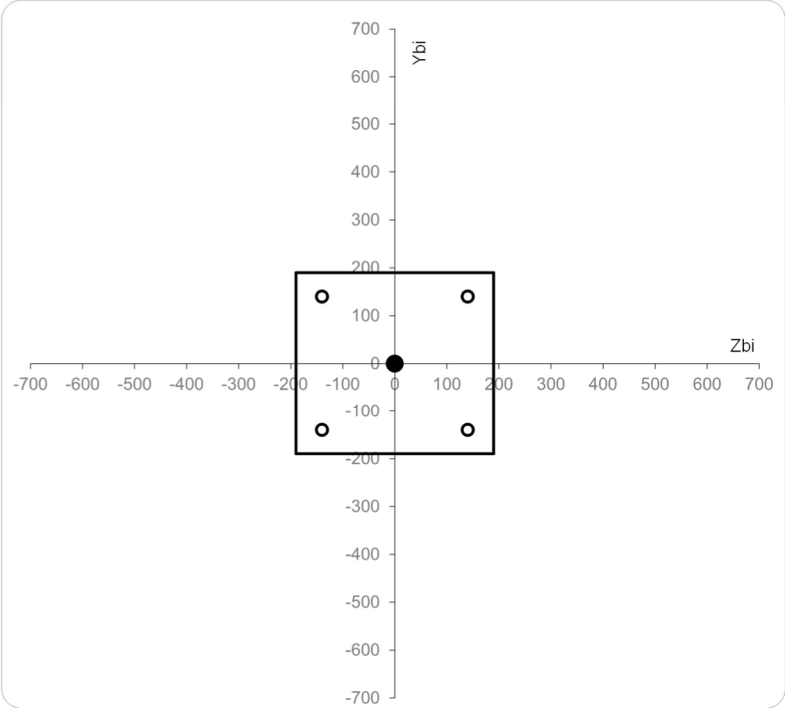
Tirafondi

diametro dei tirafondi	Ø =	**24**	*mm*
sezione grezza dei tirafondi	A =	452	mm^2
sezione resistente dei tirafondi	A_{res} =	339	mm^2
tipo d'ancoraggio		**c)**	
lunghezza dell'ancora dei tirafondi	L =	**200**	*mm*
raggio dell'aggancio (per la tipologia b)	r =	**-**	*mm*
lunghezza d'estremità del gancio (per la tipologia b)	L_1 =	**-**	*mm*
diametro rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	d_{bw} =	**100**	*mm*
spessore rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	t_{bw} =	**18**	*mm*



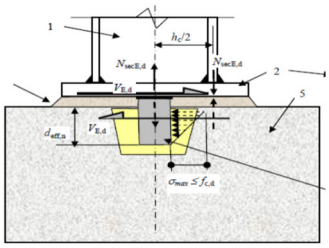
B	z_{Bi} [mm]	y_{Bi} [mm]
1	**140**	**140**
2	**-140**	**140**
3	**140**	**-140**
4	**-140**	**-140**
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		

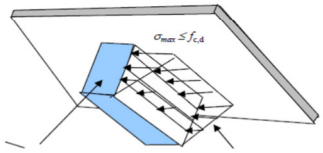
n° tot tirafondi 4

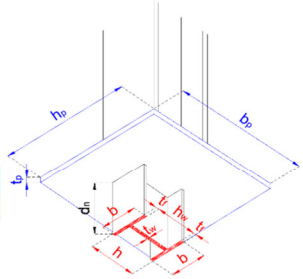


Chiave di taglio

ID profilo	ID =	-	
altezza	h =	-	*mm*
larghezza dell'ala	b =	-	*mm*
spessore dell'anima	t_w =	-	*mm*
spessore dell'ala	t_f =	-	*mm*
altezza netta dell'anima	h_w =	-	*mm*
area totale della sezione	A =	-	mm^2
area di taglio - asse Y.	A_y =	-	mm^2
area di taglio - asse Z.	A_z =	-	mm^2
momento di inerzia della sezione - asse Y.	J_y =	-	mm^4
momento di inerzia della sezione - asse Z.	J_z =	-	mm^4
modulo resistenza della sezione - asse Y.	W_y =	-	mm^3
modulo resistenza della sezione - asse Z.	W_z =	-	mm^3
Lunghezza della chiave di taglio	d_n =	-	*mm*
Spessore malta di allettamento	h_g =	50	*mm*
profondità effettiva (60mm ≤ deff, n ≤ 1,5 hn)	$d_{eff,n} = d_n - h_g$ =	-	*mm*
area di contatto con calcestruzzo per taglio Y	$A_{cls,Y} = d_{eff,n} \cdot b$ =	-	mm^2
area di contatto con calcestruzzo per taglio Z	$A_{cls,Z} = d_{eff,n} \cdot h_w$ =	-	mm^2







Carichi

Forze sulla flangia

sforzo assiale - asse X	F_x =	**79**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**147**	*kN*
sforzo di taglio - asse Z	F_z =	**91**	*kN*
momento flettente - asse Y	M_y =	**37**	*kNm*
momento flettente - asse Z	M_z =	**2**	*kNm*

Sforzi sui tirafondi

B	$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	$F_{b,z}$ [kN]	$F_{b,yz}$ [kN]	$\sigma_{b,x}$ [N/mm^2]
1	83	37	23	43	**184**
2	83	37	23	43	**184**
3	83	37	23	43	**184**
4	83	37	23	43	**184**
5	-	-	-	-	**0**
6	-	-	-	-	**0**
7	-	-	-	-	**0**
8	-	-	-	-	**0**
9	-	-	-	-	**0**
10	-	-	-	-	**0**
11	-	-	-	-	**0**
12	-	-	-	-	**0**
13	-	-	-	-	**0**
14	-	-	-	-	**0**
15	-	-	-	-	**0**
16	-	-	-	-	**0**
17	-	-	-	-	**0**
18	-	-	-	-	**0**
19	-	-	-	-	**0**
20	-	-	-	-	**0**
21	-	-	-	-	**0**
22	-	-	-	-	**0**
MAX	**83**	**37**	**23**	**43**	**184.0**

Compressione sul calcestruzzo

Massima compressione sul calcestruzzo $\sigma_{x,cls,min}$ = **5.0** *N/mm²*

Verifiche

Piastra di base

T-Stub

B	L_{eff}	m	e	n	$M_{pl,Rd}$	$F_{T,Rd1}$	$F_{T,Rd2}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Ed}$	ratio
1	**190**	**55**	**50**	50	3613393	263	262	262	166	0.64
2	**190**	**55**	**50**	50	3613393	263	262	262	166	0.64
3	**190**	**55**	**50**	50	3613393	263	262	262	166	0.64
4	**190**	**55**	**50**	50	3613393	263	262	262	166	0.64
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

MAX *ratio: 0.64* **OK**

Tirafondi

Resistenza dei tirafondi

forza di taglio $F_{V,Sd} = F_{b,yz,max}$ = 43 kN

forza nominale di trazione (* solo se positiva) $F_{N,Sd} = F_{b,x,max}$ * = 83 kN

resistenza al taglio $F_{V,Rd}$ = 109 *kN*

resistenza alla trazione $F_{N,Rd}$ = 195 kN

$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd}$	→	**43** *kN*	<	**109** *kN*	*ratio: 0.40*	**OK**
$F_{N,Sd} \leq F_{N,Rd}$	→	**83** *kN*	<	**195** *kN*	*ratio: 0.43*	**OK**
$F_{V,Sd}/F_{V,Rd} + F_{N,Sd}/(1.4F_{N,Rd}) \leq 1$	→	**0.70**	<	**1.0**	*ratio: 0.70*	**OK**

Estrazione dei tirafondi

res. estrazione (a) $N_{e,Rd,a} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot L$ = - *kN*

res. estrazione (b) $N_{e,Rd,b} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot (L+6.4 \cdot r+3.5 \cdot L_1)$ = - *kN*

res. estrazione (c) $N_{e,Rd,c} = f_{cd} \cdot \pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4$ = 134 *kN*

res. Estrazione $N_{e,Rd}$ = 134 *kN*

$F_{b,x,max} \leq N_{e,Rd}$	→	**83** *kN*	<	**134** *kN*	*ratio: 0.62*	**OK**

Resistenza della rondella d'ancoraggio (solo per la tipologia d'ancoraggio c)

compressione locale sul calcestruzzo $\sigma_C = F_{b,x,max}/(\pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4)$ = 11.25 *N/mm²*

coefficiente di geometria (sulla base del rapporto dp/Ø) η = 2.84

forza sull'acciaio della rondella $\sigma_S = \eta \cdot \sigma_c (d_{bw}/2t_{bw})^2$ = 247 *N/mm²*

$\sigma_s \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	**247** *N/mm²*	<	**329** *N/mm²*	*ratio: 0.75*	**OK**

Chiave di taglio

Resistenza della chiave di taglio

massimo momento flettente - asse Y.		$M_{y,max} = V_{z,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*			
massimo momento flettente - asse Z.		$M_{z,max} = V_{y,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*			
tensioni tangenziali - dir Y		$\tau_{max,y} = V_y/A_y =$	-	*N/mm²*			
tensioni tangenziali - dir Z		$\tau_{max,z} = V_z/A_z =$	-	*N/mm²*			
tensione assiale - dir X		$\sigma_x = \lvert M_{y,max}\rvert/W_y + \lvert M_{z,max}\rvert/W_z =$	-	*N/mm²*			
tensione di Von Mises		$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_x^2+3(\tau_y^2+\tau_z^2))} =$	-	*N/mm²*			
$\sigma_{VM} \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	→	**-** *N/mm²*	**-**		**-** *N/mm²*	*ratio: -*	**-**

Contatto con il calcestruzzo

Compressione massima sul calcestruzzo dir Y		$\sigma_{y,cls} = 2 \cdot V_{y,max}/A_{cls,y} =$	-	*N/mm²*			
$\lvert\sigma_{y,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	**-** *N/mm²*	**-**		**-** *N/mm²*	*ratio: -*	**-**
Compressione massima sul calcestruzzo - dir Z		$\sigma_{z,cls} = 2 \cdot V_{z,max}/A_{cls,z} =$	-	*N/mm²*			
$\lvert\sigma_{z,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	**-** *N/mm²*	**-**		**-** *N/mm²*	*ratio: -*	**-**

Calcestruzzo

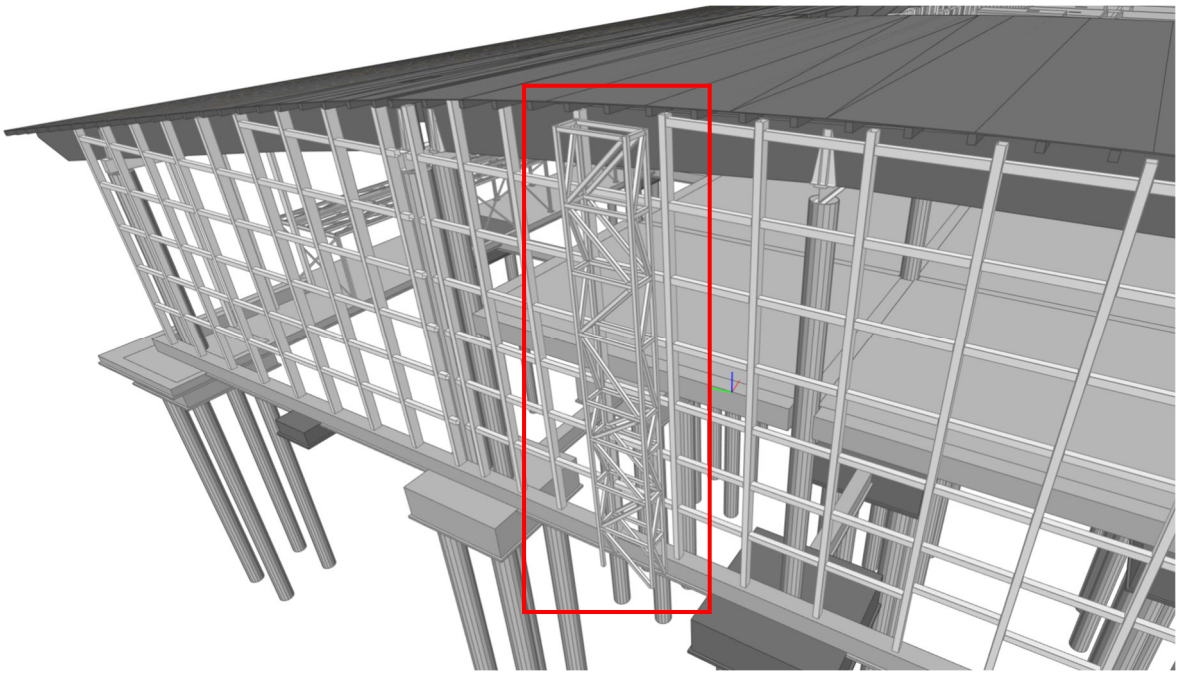
Compressione massima sul calcestruzzo

$\lvert\sigma_{x,cls,min}\rvert < f_{cd}$	→	**5.0** *N/mm²*	**<**		**18.1** *N/mm²*	*ratio: 0.28*	**OK**

11. TRALICCIO IMPIANTI

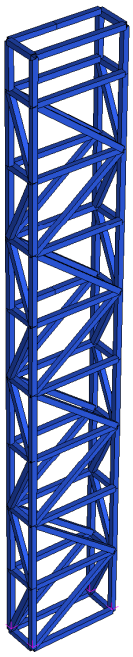
11.1. Descrizione struttura

Si riporta la verifica della struttura del traliccio impianti situata a lato del nuovo terminal partenze. La struttura di compone di un traliccio saldato in acciaio realizzato per profili tubolari che funge da supporto per la risulta delle tubazioni impiantistiche fino alla copertura del terminal partenze.



Traliccio impianti (estratto IFC)

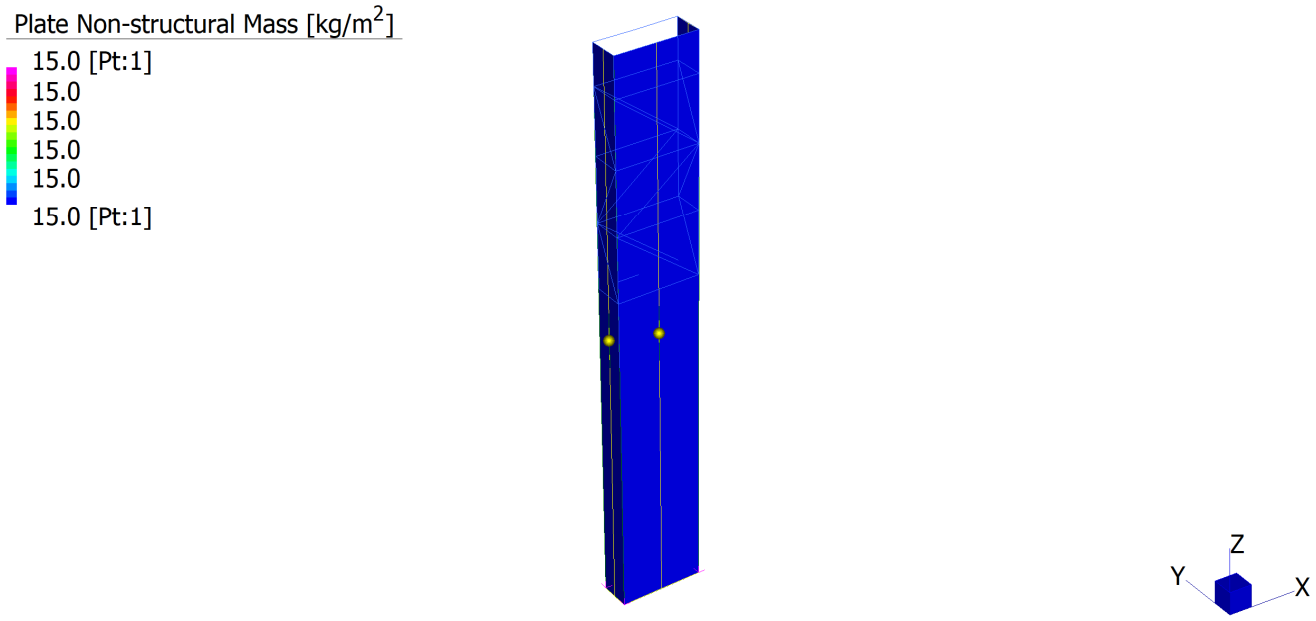
Di seguito si riporta rappresentazione del modello FEM realizzato con il software Straus7:



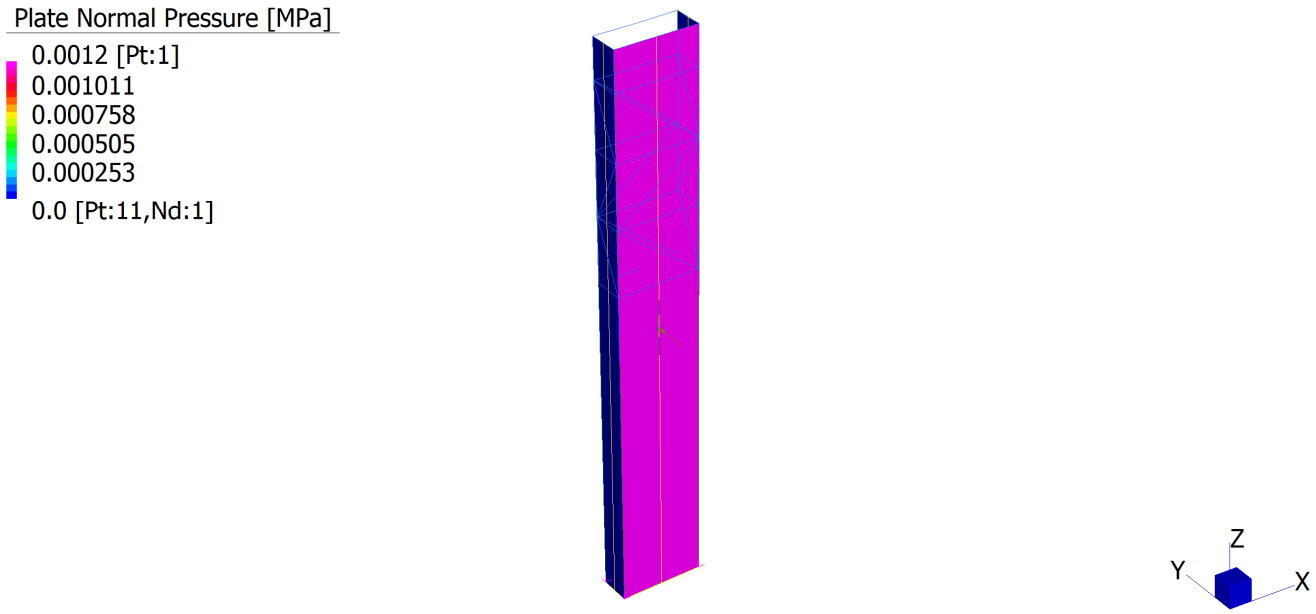
Traliccio impianti (modello FEM)

11.2. Analisi dei carichi

Nel modello sono inseriti i carichi permanenti strutturali dovuti a al peso proprio delle aste in acciaio e dal rivestimento del traliccio, inoltre di inserisce il carico dovuto al vento come mostrato negli estratti di modello FEM riportati in seguito:



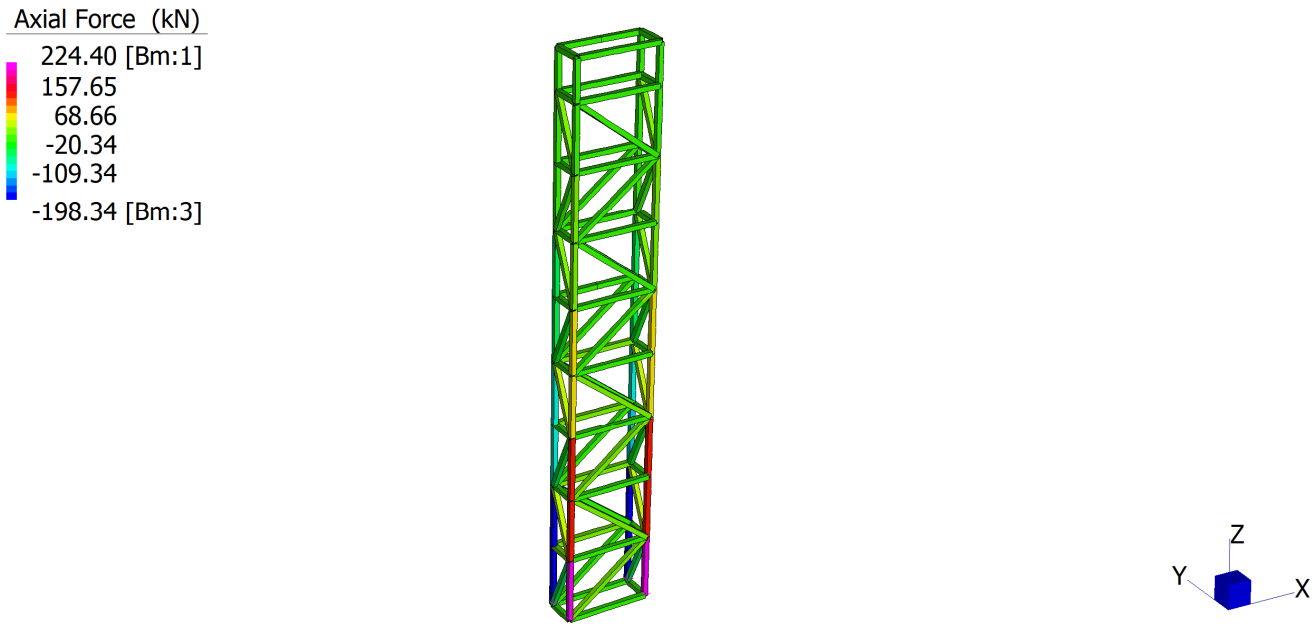
Carichi permanenti



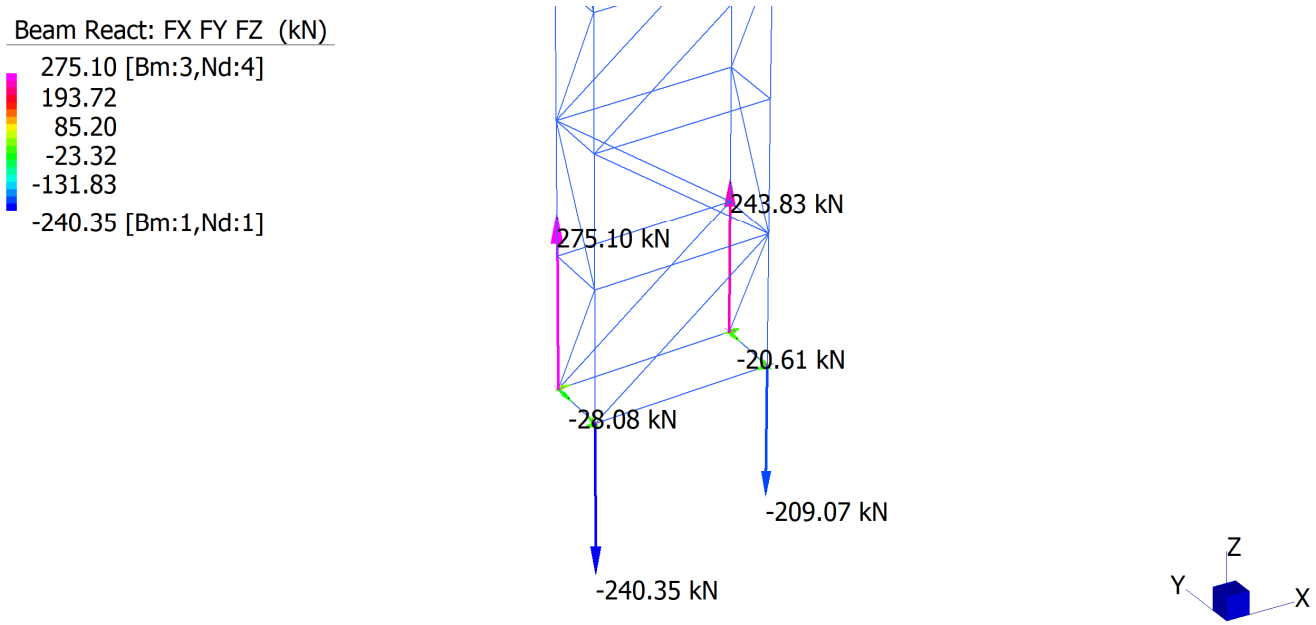
Carico del vento

11.3. Risultati modellazione

Di seguito si riportano gli sforzi principali sulle aste in acciaio



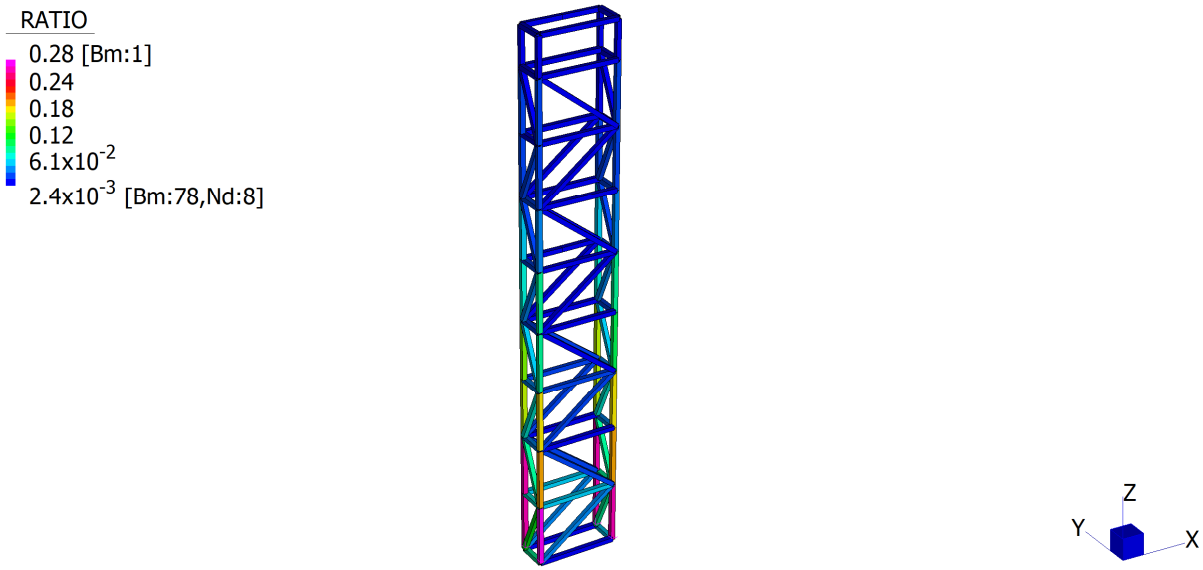
Sforzi assiali beam (SLU)



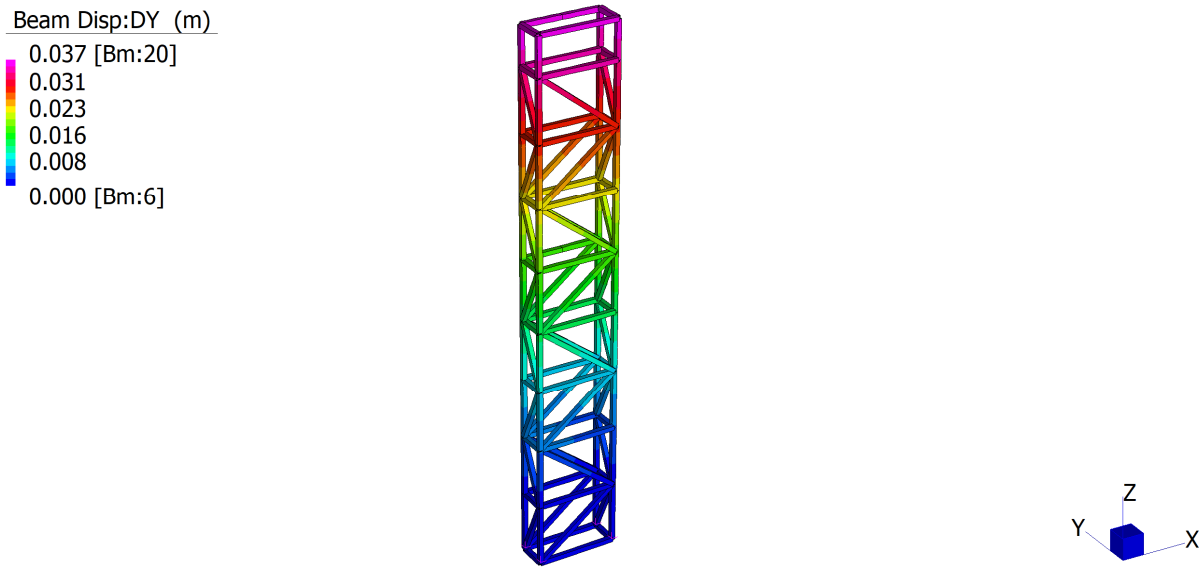
Reazioni vincolari (SLU)

11.4. Verifica elementi

Si riportano in seguito le ratio di verifica strutturale delle aste che compongono il modello.



Inoltre di riporta la verifica a deformazione del traliccio:



Si considera un limite di deformazione pari a h/300. Il traliccio ha una altezza di 14m.

Pertanto risulta che:

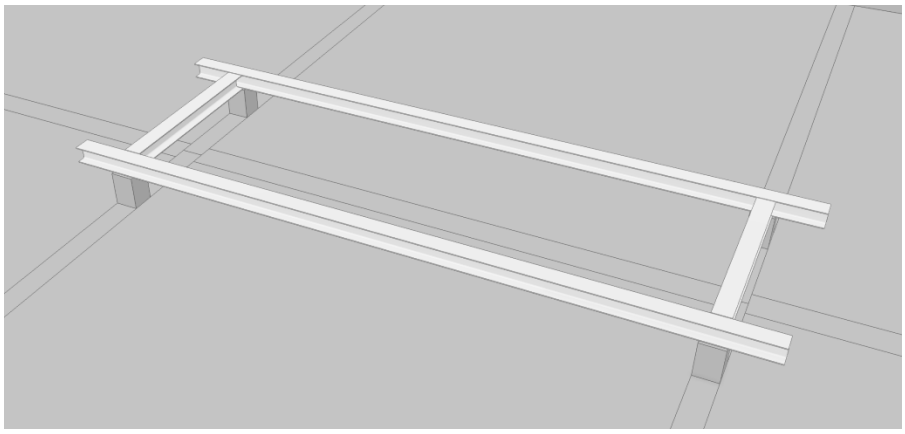
$$h/300 = 14000/300 = 46 \text{ mm} > 37 \text{ mm}$$

VERIFICATO

12. STRUTTURE SOSTEGNO UTA IN COPERTURA

12.1. Descrizione struttura

In copertura del piano mezzanino è prevista l'installazione dei macchinari UTA a servizio degli ambienti interni del nuovo Terminal. Per l'appoggio di questi macchinari si è previsto un sistema intelaiato in carpenteria metallica che permetta di scaricare i pesi direttamente sugli elementi trave del soppalco stesso, senza quindi gravare sul solaio in pannelli alveolari.



Il telaio sarà composto da profili HEA260 e sarà ancorato a n.4 baggioli in cemento armato gettato in opera a loro volta fissati alla struttura portante. Le travi principali coprono una luce che corrisponde all'interasse della struttura portante del soppalco pari a 10,00 metri.

12.2. Analisi dei carichi

I carichi gravanti sul telaio derivano dal peso dei vari macchinari, avendo a disposizione solamente dati indicativi sul peso, si è ipotizzato a favore di sicurezza un carico totale del macchinario di 8000 kg, che viene considerato applicato come carico linearmente distribuito sulle due travature principali.

12.3. Verifica elementi

La verifica di questi elementi viene condotta nei confronti della deformabilità imponendo un abbassamento massimo in mezzeria pari a l/300 che corrisponde ad una freccia massima di 30 mm e alla resistenza.

Per lo schema di trave in semplice appoggio la freccia massima in mezzeria è determinata come segue:

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EJ_x} = 23{,}73\ mm < \frac{l}{300} \qquad J_{x,HEA260} = 10450\ cm^4$$

Mentre il momento massimo agente, considerando $\gamma_G = 1{,}5$, è pari a:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = 75\ kNm < M_{Rd} = f_{yd}W_x = 282\ kNm \qquad W_{x,HEA260} = 836{,}4\ cm^3$$

13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI

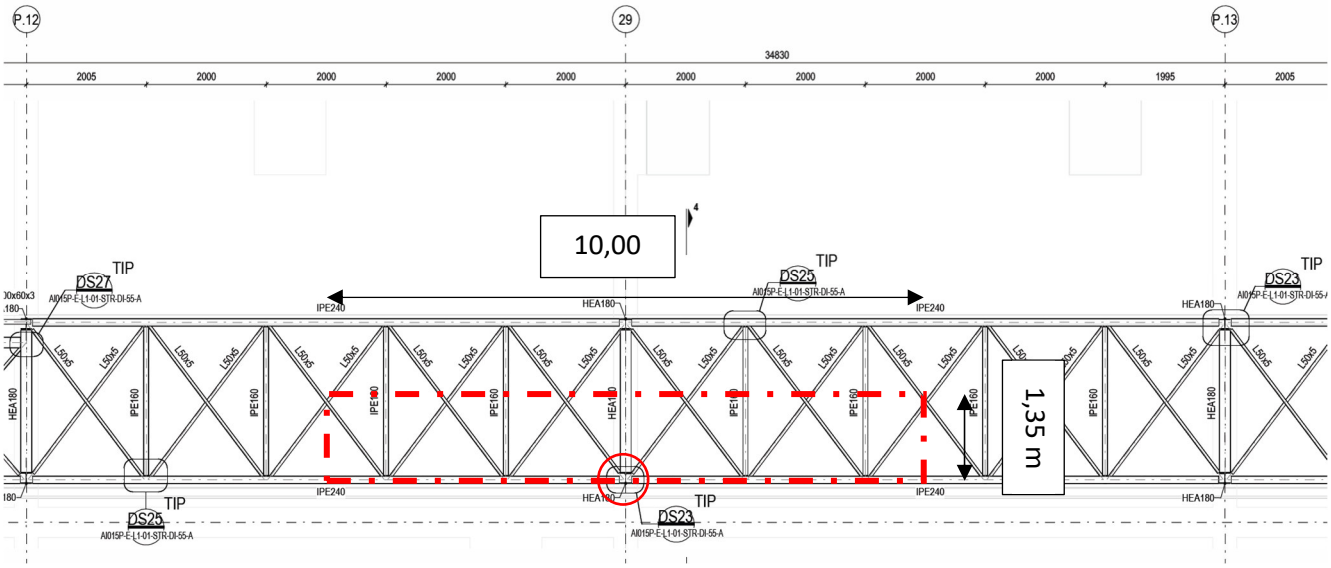
Nel presente capitolo si eseguono alcuni calcoli manuali da confrontare con i risultati ottenuti dal programma di calcolo per verificare la correttezza delle elaborazioni eseguite.

Per eseguire tali confronti si prende in considerazione:

- Lo sforzo normale su una colonna della passerella in combinazione SLU;
- Lo sforzo normale su una colonna del locale tecnico in copertura in combinazione SLU

13.1. Sforzo normale su colonna passerella

Si fa riferimento ad una colonna in posizione centrale.



L'area di influenza dei carichi su tale colonna è pari a:

$$A_{inf} = 10{,}00 * 1{,}35 = 13{,}50\ m^2$$

Il carico di superfice, in combinazione SLU con solo carico variabile da neve, che insiste sull'area di influenza individuata è pari a:

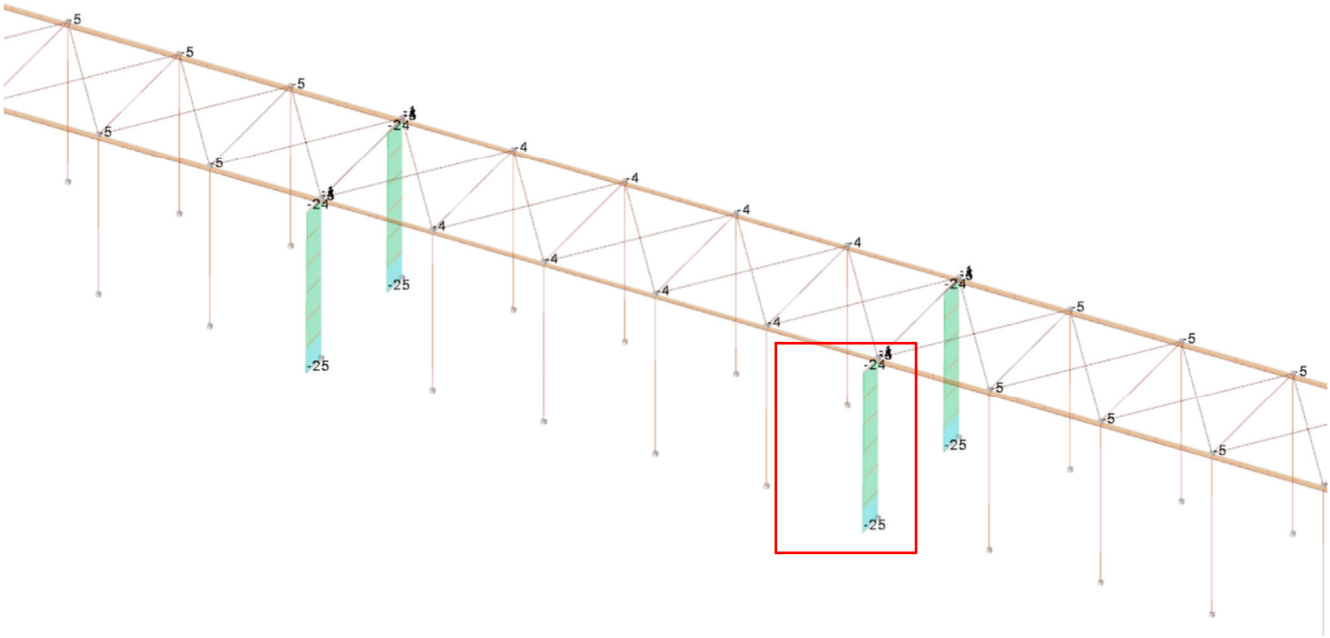
$$q_{SLU} = 1{,}3 * 0{,}15 + 1{,}5 * 0{,}2 + 1{,}5 * 0{,}55 = 1{,}32\ kN/m^2$$

Il peso degli elementi modellati che scaricano sulla colonna è di seguito riportato per tipo di elemento:

	$Peso\ totale$	$Coefficiente\ \gamma_{G1}$	$Peso\ per\ analisi$
$Travi\ principali\ IPE200$	$2{,}24\ kN$	$1{,}3$	$2{,}91\ kN$
$Travi\ trasversali\ IPE200$	$0{,}30\ kN$	$1{,}3$	$0{,}40\ kN$
$Travi\ secondarie\ IPE140$	$1{,}40\ kN$	$1{,}3$	$1{,}80\ kN$
$Colonna\ HEA160$	$0{,}90\ kN$	$1{,}3$	$1{,}17\ kN$
			$6{,}27\ kN$

Lo sforzo normale totale derivante dai calcoli sopra riportati viene di seguito confrontato con lo sforzo normale derivante dall'analisi numerica eseguita con il programma di calcolo:

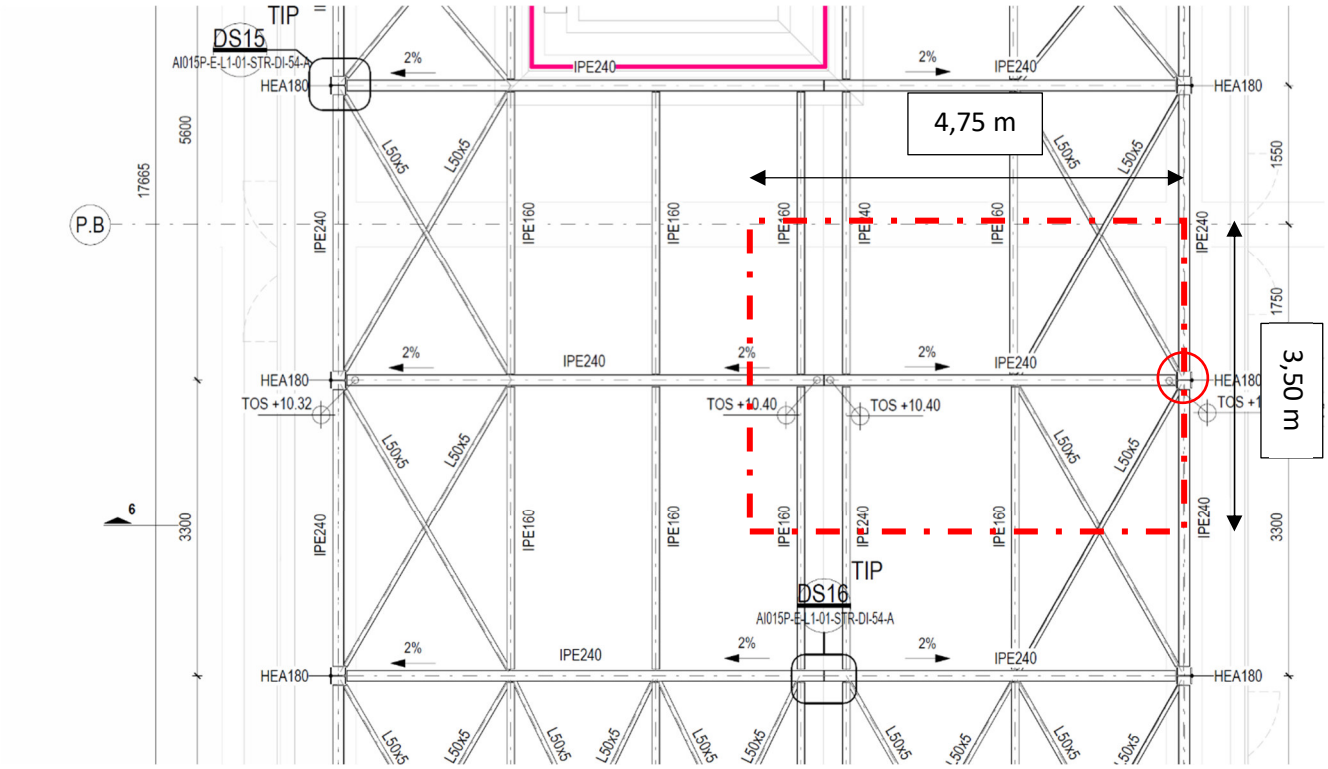
$Calcolo\ manuale$	$N_{Ed} = 24{,}09\ kN$	$-3{,}64\ \%$
$Calcolo\ numerico$	$N_{Ed} = 25{,}00\ kN$	



La sollecitazione derivata dal calcolo manuale differisce dal calcolo automatico per un valore inferiore al 5%.

13.2. Sforzo normale su colonna locale tecnico

Si fa riferimento ad una colonna sul lato frontale in posizione centrale.



L'area di influenza dei carichi su tale colonna è pari a:

$$A_{inf} = 4{,}75 * 3{,}50 = 16{,}6\ m^2$$

Il carico di superfice, in combinazione SLU con solo carico variabile da neve, che insiste sull'area di influenza individuata è pari a:

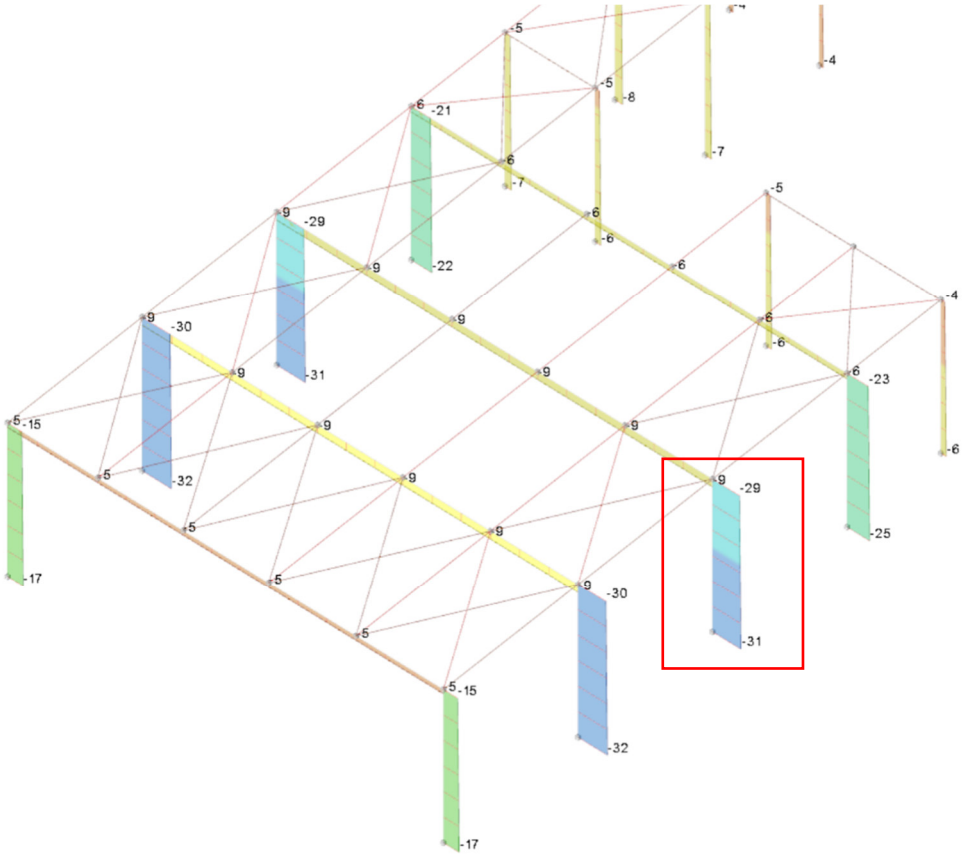
$$q_{SLU} = 1{,}3 * 0{,}2 + 1{,}5 * 0{,}3 + 1{,}5 * 0{,}55 = 1{,}55\ kN/m^2$$

Il peso degli elementi modellati che scaricano sulla colonna è di seguito riportato per tipo di elemento:

	$Peso\ totale$	$Coefficiente\ \gamma_{G1}$	$Peso\ per\ analisi$
$Travi\ principali\ IPE240$	$1{,}45\ kN$	1,3	$1{,}88\ kN$
$Travi\ trasversali\ IPE270$	$1{,}20\ kN$	1,3	$1{,}56\ kN$
$Arcarecci\ IPE160$	$1{,}00\ kN$	1,3	$1{,}30\ kN$
$Colonna\ HEA180$	$1{,}25\ kN$	1,3	$1{,}63\ kN$
			$6{,}37\ kN$

Lo sforzo normale totale derivante dai calcoli sopra riportati viene di seguito confrontato con lo sforzo normale derivante dall'analisi numerica eseguita con il programma di calcolo:

$Calcolo\ manuale$	$N_{Ed} = 32{,}10\ kN$	$+3{,}5\ \%$
$Calcolo\ numerico$	$N_{Ed} = 31{,}00\ kN$	



La sollecitazione derivata dal calcolo manuale differisce dal calcolo automatico per un valore inferiore al 5%.